

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “FEDERICO II”

in consorzio con

SECONDA UNIVERSITÀ DI NAPOLI

UNIVERSITÀ “PARTHENOPE” NAPOLI

in convenzione con

ISTITUTO PER L’AMBIENTE MARINO COSTIERO – C.N.R.

STAZIONE ZOOLOGICA “ANTON DOHRN”

Dottorato in Scienze ed Ingegneria del Mare
XVII ciclo

Tesi di Dottorato

**Processi di morfodinamica costiera
in prossimità di una foce fluviale**

Candidata: Dott.ssa Stefania Di Ronza

Relatore: Prof. Michele Di Natale

Co-Relatore: Dott. Diego Vicinanza

Il Coordinatore del Dottorato: Prof. Bruno D’Argenio

ANNO 2005

INDICE

INTRODUZIONE		pag.4
CAPITOLO I	<i>Studi precedenti</i>	pag.7
	I.1 Cenni sui processi morfologici nei sistemi deltizi	pag.7
	I.2 Cenni sul trasporto solido alla foce dei corsi d'acqua e processi di dinamica costiera	pag.22
	I.3 Studi precedenti	pag.34
CAPITOLO II	<i>Installazione sperimentale</i>	pag.63
	II.1 Vasca ondogenica e sistema per la generazione del moto ondoso	pag.64
	II.2 Circuito idraulico per la simulazione della foce	pag.67
	II.3 Strumentazione di misura	pag.68
CAPITOLO III	<i>Programma delle prove eseguite e risultati della sperimentazione</i>	pag.76
	III.1 Impostazione e realizzazione delle prove	pag.76
	III.2 Prove eseguite e risultati delle prove	pag.76
CAPITOLO IV	<i>Analisi dei risultati</i>	pag.108
	IV.1 Localizzazione e profondità delle aree di escavazione	pag.108
	IV.2 Analisi morfologica dei profili longitudinali	pag.114

IV.3 Bilancio dei sedimenti

pag.123

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

pag.124

BIBLIOGRAFIA

pag.129

INTRODUZIONE

L'influenza di una corrente che si sovrappone ad un moto ondoso in un tratto di mare a largo o sottocosta è un fenomeno fisico molto frequente le cui caratteristiche sono sostanzialmente quelle di apportare delle trasformazioni, più o meno intense al campo di moto oscillatorio, e delle modifiche alla morfologia del fondo.

Le correnti presenti a largo sono dovute essenzialmente a diverse cause quali, maree, gradienti di densità e/o di temperatura, azione del vento sulla superficie libera. In prossimità della fascia costiera, oltre alle cause prima indicate, sono da annoverare poi quelle dovute alla presenza del moto ondoso che, come è noto, in condizioni di *shallow water* e nella *surf zone* è caratterizzato, oltre che dalle componenti oscillatorie, anche dalla presenza di correnti di massa, di intensità molto spesso non trascurabili.

Un ulteriore esempio di interazione tra moto ondoso e corrente lungo la fascia costiera è rappresentato dai processi di moto che si determinano in prossimità di una foce fluviale. In questo caso la corrente si sviluppa in opposizione alla direzione di propagazione del moto ondoso e la zona interessata dal fenomeno di interazione si estende a tutto l'apparato di foce producendo modifiche che interessano non solo lo specchio d'acqua di mare prospiciente la foce stessa, ma anche un tratto più o meno esteso dell'asta terminale del corso d'acqua naturale. L'interazione idrodinamica onde-correnti determina inoltre modificazioni morfologiche (erosioni o accrescimenti dei fondali) che possono estendersi fino a profondità elevate.

Lo studio di tale fenomeno presenta notevoli difficoltà trattandosi di un processo di interazione fortemente non lineare tra le sollecitazioni dovute alla corrente e al moto ondoso e le modificazioni morfologiche indotte dall'azione combinata delle due forzanti.

Il problema può essere trattato mediante un approccio di tipo matematico, fisico o mediante misure in situ. I modelli matematici che descrivono tali fenomeni, nonostante ipotesi semplificative introdotte nella trattazione idrodinamica e nella

schematizzazione dell'evoluzione morfologica, si presentano particolarmente complessi e nel contempo poco attendibili.

I modelli fisici sono invece più realistici quando tengono conto di un'opportuna scalatura fisica, fornendo tuttavia risultati qualitativi più che quantitativi a causa soprattutto degli effetti scala.

Le misure in situ risultano tecnicamente difficili da realizzare e molto costose, ma talvolta sono necessarie per interpretare correttamente i fenomeni modellati.

Nel presente elaborato di tesi lo studio dei processi di morfodinamica costiera in prossimità di una foce fluviale è stato trattato utilizzando un approccio di tipo sperimentale. A tal proposito è stata innanzitutto messa a punto una installazione di laboratorio che prevede l'utilizzo della vasca ondogenica della SUN. Nell'impianto messo a punto, è stato possibile simulare i processi morfologici presi in esame, mediante l'immissione di una prefissata corrente nella vasca ondogenica con fondo incoerente con onde di assegnate caratteristiche. La corrente è stata immessa in vasca mediante una canaletta utilizzando un circuito idraulico chiuso, mentre il moto ondoso veniva generato con un sistema di pale ondogene del tipo piston type che consentiva di generare moti ondosi regolari e random di prefissato spettro di energia e forme d'onde.

La finalità della sperimentazione effettuata è stata quella di mettere in evidenza le variazioni morfologiche, longitudinali e trasversali, della zona antistante la foce, sottoponendo il fondale incoerente prima alla sola azione della corrente, del moto ondoso e poi all'interazione corrente-moto ondoso.

I risultati dell'indagine sperimentale hanno messo in evidenza che la presenza della corrente e del moto ondoso in opposizione determinano fenomeni erosivi localizzati in prossimità dello sbocco con la formazione di zone di escavazione molto pronunciate. Attraverso le elaborazioni effettuate è stato possibile quantificare e localizzare tali effetti indotti confrontandoli con quelli relativi alle situazioni in cui erano presenti solo la corrente o solo il moto ondoso.

La tesi è articolata in quattro capitoli. Nel Capitolo I, dopo cenni sui processi morfologici nei sistemi deltizi, sul trasporto solido alla foce dei corsi d'acqua e sui processi di dinamica costiera viene riportata un'analisi commentata della letteratura scientifica con riferimento sia agli studi di carattere sperimentale che numerico.

Nel Capitolo II viene descritta dettagliatamente l'installazione sperimentale utilizzata e la strumentazione a corredo della stessa.

Infine nel Capitolo III e IV è riportato il programma delle prove e l'analisi qualitativa e quantitativa dei risultati ottenuti durante la sperimentazione.

CAPITOLO I

STUDI PRECEDENTI

I.1 CENNI SUI PROCESSI MORFOLOGICI NEI SISTEMI DELTIZI

Gli ambienti di transizione o misti sono quelli *costieri*: essi occupano una posizione intermedia tra quelli continentali e quelli marini. Negli ambienti costieri deposizionali, di primaria importanza è l'ambiente deltizio sia come sede di accumulo di materiali clastici e organici che come sistema di distribuzione e deposizione altamente differenziato e organizzato, cui possono essere associati anche altri ambienti marini come lagune, baie, piane di marea ed estuari (Ricci Lucchi, 1980).

Dal punto di vista geologico un delta è un accumulo o corpo sedimentario che si forma in condizioni subaeree e subacquee per una combinazione di processi fluviali e marini che operano in un'area di foce, dove un sistema fluviale introduce sedimenti terrigeni in una massa d'acqua relativamente stazionaria.

La parte emersa del delta è detta *piana deltizia* e costituisce la continuazione della piana alluvionale; la piana di foce del Nilo ne costituisce storicamente il prototipo. Dalla sua forma triangolare in pianta deriva lo stesso termine delta, usato da Erodoto 2500 anni fa. Le piane deltizie di molti fiumi si discostano tuttavia dalla forma tipo, che non rientra quindi nella definizione, soprattutto geologica e sedimentologica, del delta. La parte subacquea del delta, che è quella volumetricamente più importante, comprende dalla costa verso il largo la *piattaforma* o *fronte deltizia* e la *scarpata di prodelta*.

I maggiori delta si trovano ai margini dei bacini marini e sono affiancati dall'ambiente deltizio-marginale o *inter-deltizio*. Delta di minori proporzioni si accumulano in lagune costiere e baie, cioè in ambienti marini protetti, oltre che in laghi (ambiente continentale).

Dimensioni e forma dei delta

L'area di un delta può variare da pochi chilometri quadrati a centinaia o migliaia di km²; la forma in pianta viene definita in base alla maggiore o minore sporgenza e frastagliatura dell'apparto deltizio. Si riconoscono delta digitati o a zampa d'oca, lobati, cuspidati, arcuati e delta - estuario (Figura I.1).

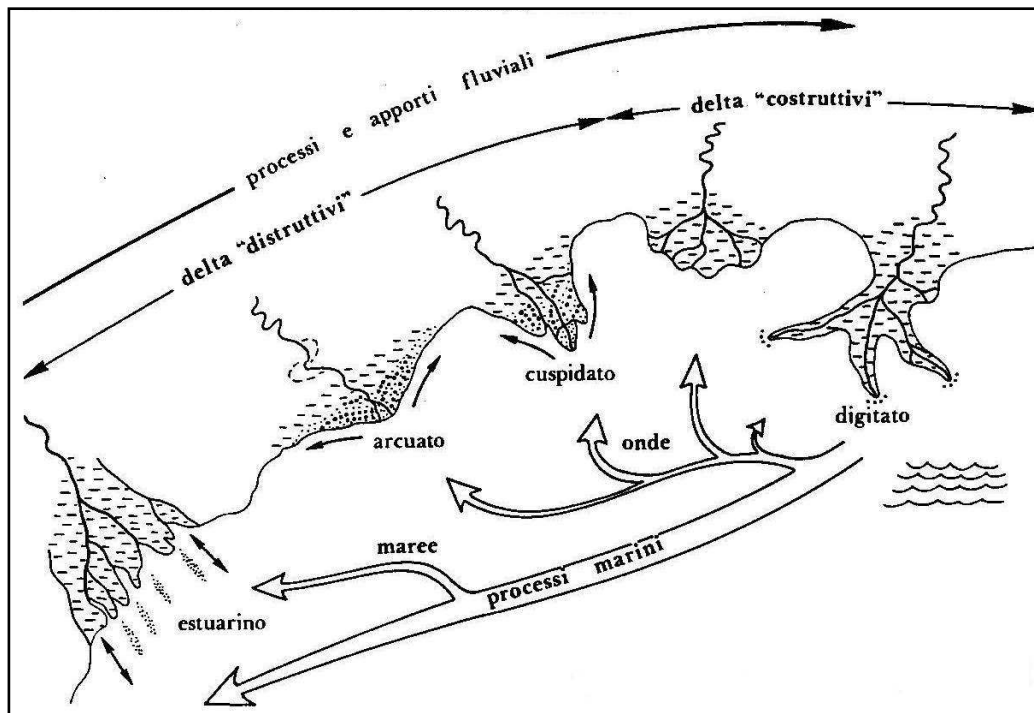


Figura I.1. *Classificazione morfologico-dinamica dei delta*

La forma riflette in larga misura l'interazione, cioè l'intensità relativa, dei processi fluviali (energia delle correnti e apporti solidi) e di quelli marini costieri; altri fattori condizionano però volume e geometria dei delta. Un elenco complessivo comprende:

- quantità di sedimento che giunge alla foce del fiume (portata solida);
- tipo di sedimento, in particolare rapporto tra materiali fini (carico in sospensione) e grossolani (carico di fondo);
- regime fluviale (variazioni di velocità e capacità di trasporto);
- tipo di energia dei processi costieri (onde, maree, correnti);
- morfologia del bacino accettore;
- tasso di subsidenza.

I primi tre fattori dipendono dal clima, dal rilievo e dalla litologia del bacino di drenaggio e di erosione del fiume: rilievi maturi e climi umidi danno variazioni leggere e lente delle portate, prevalenza del carico sospeso sul carico di fondo, canali stabili e meandrici. Viceversa rilievi giovani e climi aridi danno apporti ingenti ma sporadici, materiali più grossolani e meno cerniti, canali intrecciati e divergenti irregolarmente.

In ogni caso la maggior parte del sedimento che giunge a un delta è portato dalle piene: durante estesi periodi di basse portate, gli apporti solidi sono ridotti al minimo. La misura in cui i sedimenti deltici sono dispersi nell'ambiente marino dipende dall'intensità dei processi marini durante il periodo di piena; se questa è al massimo, si ha pure massima dispersione (verso costa o al largo). Se la piena giunge in un periodo di acqua calma, si ha *minima dispersione e massima intensità dei processi di deposizione fluviali*. Quando il mare è grosso e l'apporto fluviale scarso si ha, oltre alla ridistribuzione del sedimento in arrivo, l'erosione e il ripulimento di quello già depositato, cioè veri e propri processi *distruttivi o di danneggiamento*. Un alto tasso di *accrescimento frontale o avanzamento* del delta riflette un'alta intensità relativa dei processi fluviali, che chiameremo *costruttivi*. Tale intensità relativa può essere espressa quantitativamente *dall'indice di efficienza* del fiume, uguale al rapporto tra portata per metro lineare di sezione fluviale e potenza di onda marina per metro lineare di cresta. I delta modellati dalle onde e dalle correnti litorali hanno contorni meno sporgenti e più lisci. In zone ad alta escursione di marea, le correnti di marea intaccano la piana deltica svasando le bocche dei canali e creando un contorno frastagliato ma tendenzialmente rientrante anziché sporgente.

In relazione ai fattori visti fino ad ora, i tipi principali di delta si possono ridurre a due: "costruttivi" e "distruttivi".

I delta attuali avanzano sulla piattaforma continentale: quelli che si spingono fino al suo bordo esterno, in acque profonde anche più di 100 m, sono detti delta profondi (*deep-water deltas*), mentre quelli che occupano la parte interna della piattaforma sono i delta d'acqua bassa (*shoal-water deltas*). I primi hanno

accrescimento più rapido e morfologia digitata; il termine delta profondo è usato da alcuni per le conoidi sottomarine, ubicate al piede della scarpata continentale.

L'inclinazione del pendio (gradiente) della piattaforma continentale antistante i delta è un parametro importante in relazione all'indice di efficienza del fiume. Quanto minore l'inclinazione, tanto maggiore è l'attenuazione delle onde per attrito; in altre parole, le onde di acqua profonda perdono molta della loro potenza giungendo sotto costa, ed è appunto la potenza delle onde costiere che figura nell'indice di efficienza.

Un alto tasso di subsidenza favorisce l'ispessimento del corpo deltizio e i fenomeni di consolidamento differenziale, *slumping* e altre deformazioni; la subsidenza può essere di origine tettonica o isostatica (aggiustamento del delta sotto il suo stesso peso). La piattaforma su cui si poggia il delta si dice stabile o instabile a seconda che il tasso di subsidenza sia basso o alto.

La geometria del bacino accettore può rientrare in uno dei 5 tipi di Figura I.2. Il primo consiste di una stretta fossa aperta alle due estremità con ampia circolazione d'acqua e spesso forti correnti di marea; gli apparati deltizi si impostano sui bordi. Nel tipo 2 (bacino stretto e allungato chiuso ad una estremità) il delta cresce in senso assiale. Nella terza configurazione l'asse subsidente si trova sotto una pianura costiera e i delta si formano su una piattaforma stabile. Nella quarta, il bacino è aperto all'oceano con asse subsidente vicino alla costa; i delta non riusciranno mai a riempirlo. Il caso n. 5 è rappresentato da un bacino chiuso o semichiuso con asse subsidente vicino ad uno dei due lati.

Geometria interna dei delta

Per un dato tasso di subsidenza, la condizione ideale per la costruzione di un delta è l'improvviso afflusso di sedimento in una massa di acqua calma con scarsa escursione di marea. Questa condizione la possiamo trovare in un lago ove sbocchi un torrente con abbondante carico di fondo; il modello geometrico "classico" di un delta, definito da Gilbert (1885) e Barrell (1912) è appunto il delta lacustre.

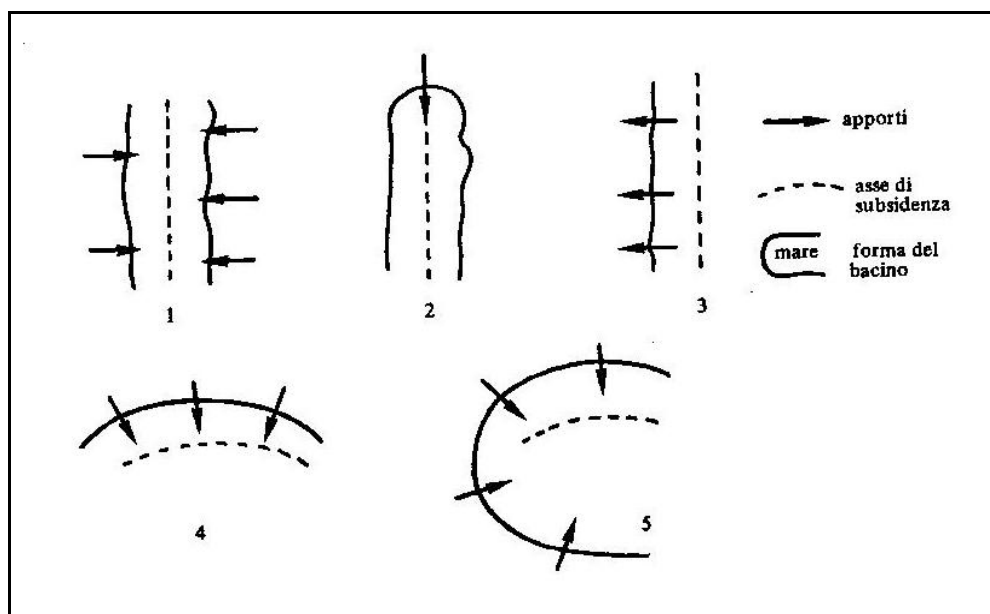


Figura I.2. Tipi di bacino in cui può avanzare un delta

Esso consiste di tre gruppi di strati tra loro discordanti: gli strati di tetto (*topset*) subaerei, gli strati frontali o inclinati (*foreset*) e gli strati di fondo (*bottomset*) subacquei. Questa struttura può essere riprodotta anche a piccola scala in una vasca, ed è determinata dal fatto che la maggior parte del sedimento è abbandonata su una scarpata subacquea la cui inclinazione dipende dalla profondità originaria del bacino e dall'angolo di riposo dei materiali. Abbiamo chiamato questo tipo di apparato *delta-conoide* (Ricci Lucchi, 1980).

La stessa distinzione di fondo si può applicare ai grandi delta marini; qui però le differenze di scala, materiali, processi ecc. la rendono più difficile. Ad esempio, la prevalenza di materiali in sospensione e la differenza di densità tra acqua dolce fluviale e acqua marina fanno sì che i depositi frontali siano molto meno inclinati e più omogenei (meno chiaramente stratificati); inoltre la struttura di questi delta è più complessa. La terminologia classica è sempre meno usata, mentre si è prestato maggiore attenzione agli *elementi morfologici* della piana deltizia e ai *processi deposizionali*.

La progradazione e la sequenza deltizia regressiva

Delta digitato

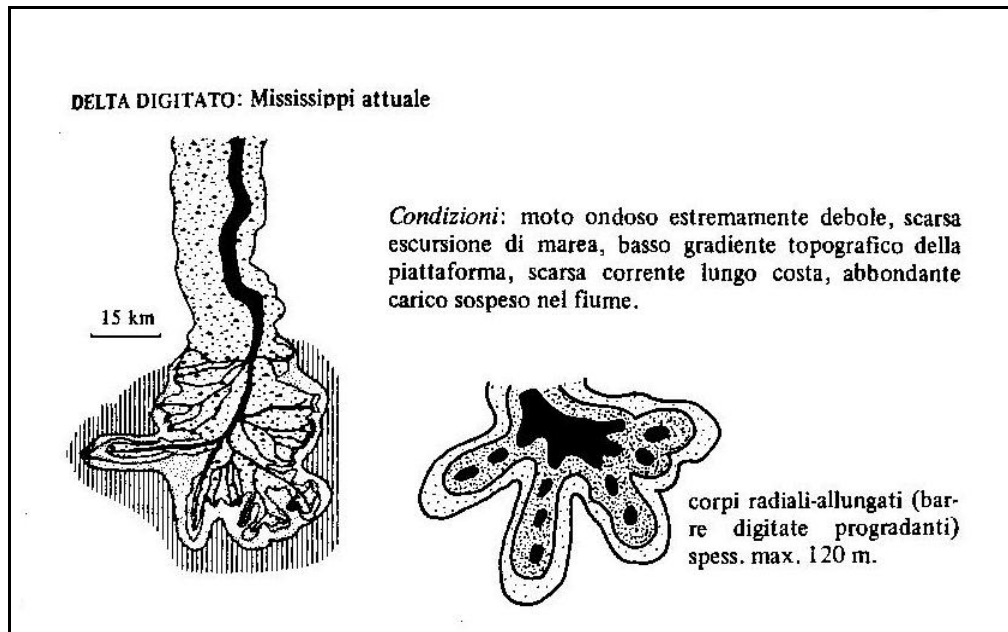


Figura I.3. *Delta digitato: Mississippi attuale*

Un esempio classico di delta digitato è quello del Mississippi (Figura I.3) caratterizzato da un tasso di subsidenza dell'ordine di 20-30m per 1000 anni, che viene compensata da ingenti apporti fluviali di circa 2 milioni di tonnellate giornalieri. Tali tipi di delta sono caratterizzati da una continua deposizione di sedimenti sulla scarpata e sulla fronte (in particolare sul lato anteriore o frontale delle barre di foce), per cui il delta si accresce verso mare mantenendo invariato il suo profilo (Figura I.4); i canali distributori avanzano erodendo le barre deposte in precedenza finché vengono abbandonati; nuovi distributori si aprono e si estendono nelle barre interdistributrici.

Questi processi possono essere così illustrati:

- la barra digitata può raggiungere uno spessore di 70 m, cioè 30 m più della profondità massima di deposizione; si ha infatti una subsidenza dovuta in parte al consolidamento delle peliti sottostanti sature e soffici, in parte al

fluire laterale e all'iniezione verticale delle peliti stesse con formazione di dispari argillosi o *mudlumps*;

- in sezione trasversale, la barra ha forma lenticolare (biconvessa) dovuta al consolidamento differenziale (inizialmente è piano-convessa);
- l'avanzata della barra sui depositi di prodelta è graduale e deposizionale (non erosiva); allo stesso modo la barra è ricoperta da depositi di baia, argine e palude. Essa pertanto non presenta contatti erosivi con i sedimenti incassati, tranne dove è incisa dal canale distributore. La transizione della barra alle facies sovrastanti è comunque più rapida che non a quelle inferiori.

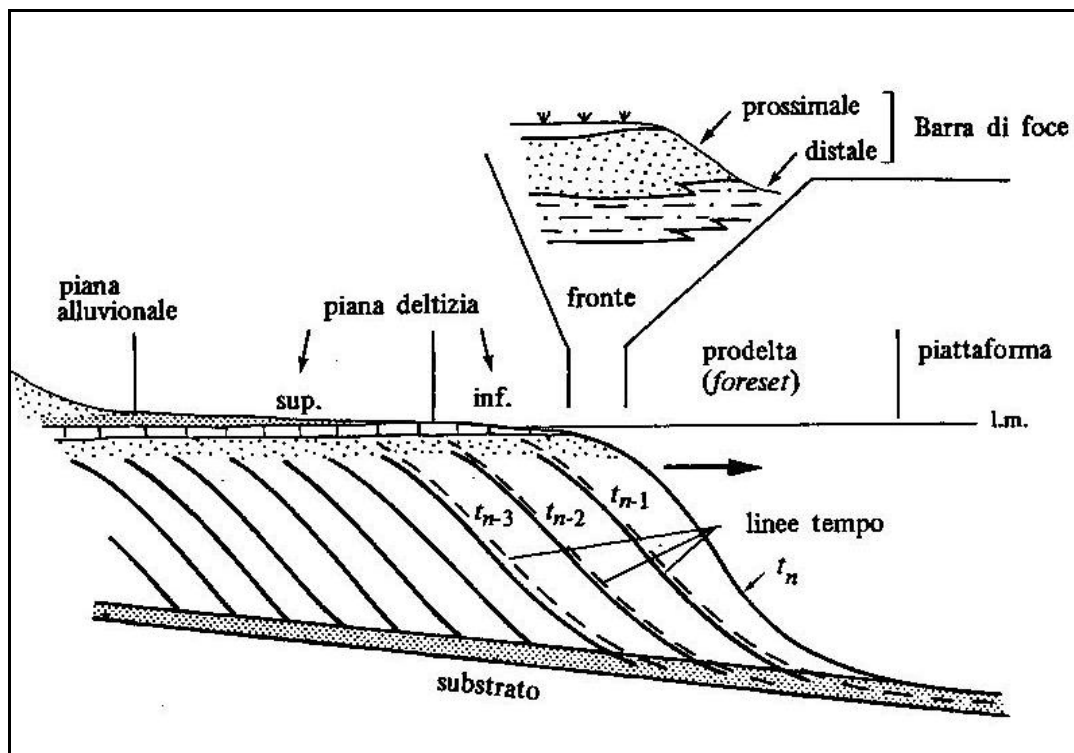


Figura I.4. Accrescimento del delta (progradazione, regressione deposizionale)

Dalla progradazione della barra di foce deriva dunque una sequenza o *motivo deposizionale* di carattere asimmetrico o negativo, cioè con granulometria e energia crescenti verso l'alto. I sedimenti di fine ciclo sono però in prevalenza di bassa energia, con variazioni di facies legate alla posizione della sezione nella piana. Se la sezione è ubicata nella zona di fronte deltizia, termina a tetto con

facies di barra o interbarra; se a questo punto la progradazione si interrompe, si interrompe pure o rallenta molto la sedimentazione. L'interfaccia viene intensamente bioturbata e lentamente coperta da peliti di decantazione: queste marciano l'allontanamento o la scomparsa del delta, cioè ambienti di prodelta o piattaforma come alla base del ciclo. Il ciclo regressivo si potrà ripetere con il ravvicinarsi di una bocca distributrice; la subsidenza avrà nel frattempo fatto abbassare l'interfaccia.

La sequenza deltizia rappresenta, oltre che la progradazione della fronte del delta, anche il riempimento dello specchio d'acqua antistante; poiché i sedimenti di fine ciclo sono depositi circa al livello del mare, lo spessore della sequenza corrisponde alla profondità iniziale di deposizione. Il consolidamento e i fenomeni di diapirismo che interessano soprattutto i depositi pelitici inferiori possono falsare la stima o renderla alquanto approssimata. Sequenze spesse come quelle del Mississippi (in cui i soli depositi di fronte possono raggiungere i 100 m) devono comunque ritenersi indicative di un delta digitato profondo.

Nelle grandi linee, lo schema di progradazione e la sequenza regressiva negativa sono simili in tutti i delta tranne lo spessore che diminuisce nei tipi meno profondi; le variazioni più significative si notano nelle facies e nei corpi sabbiosi della zona di fronte deltizia.

Delta lobato

Come esempio viene solitamente considerato il delta Lafourche, uno degli apparati attualmente abbandonati che costituiscono il grande corpo del complesso del Mississippi (Figura I.5).

Il delta lobato (Ricci Lucchi, 1980) è un *delta di acqua bassa*; nel fronte del Lafourche la sabbia non è stata depositata a profondità maggiori di 7-10 m.

E' caratterizzato da un reticolo ramificato di distributori più fitto che nel delta digitato e più instabile (detto a coda di cavallo); l'occlusione di questi canali favorisce frequenti bicorfazioni e cambiamenti di percorso. Essendo così le bocche di foce più vicine e divaganti, le barre di foce si giustappongono formando

una coltre continua di sabbia. A ciò contribuisce l'azione distributiva delle onde che formano frecce e cordoni litorali di accezione (Figura I.6)

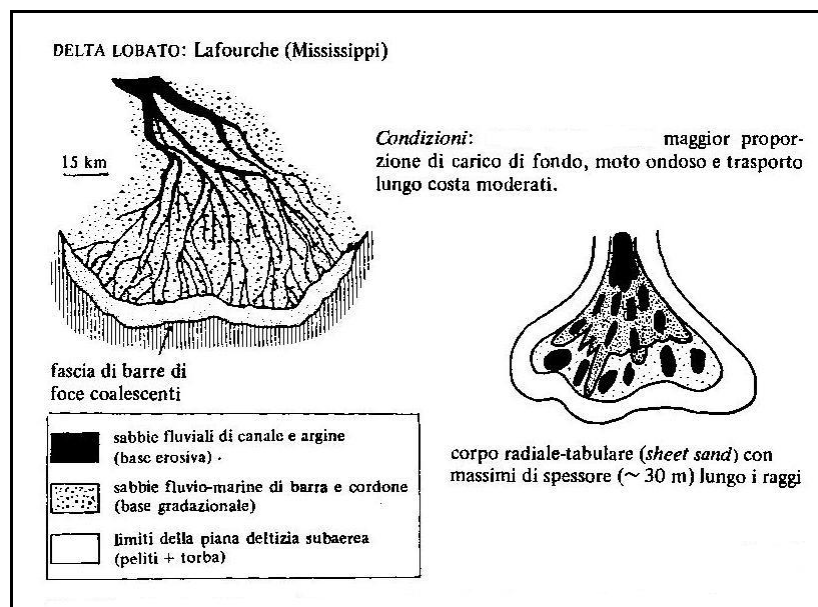


Figura I.5. Delta lobato: Lafourche (Mississippi)

Nelle sabbie troviamo così, oltre alla stratificazione incrociata di origine fluviale, laminazione piano – parallela e cuneiforme che rivelano l'effetto del moto ondoso.

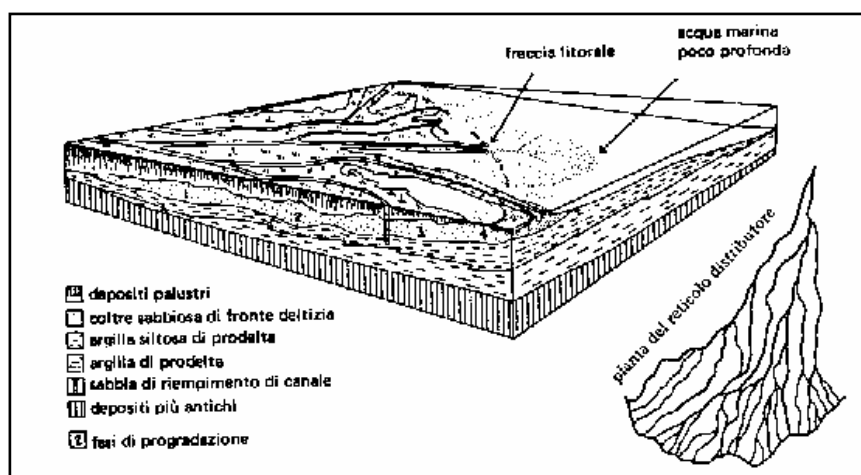


Figura I.6. Progradazione di un delta lobato

Le sabbie di fronte diventano, verso il basso, più fini, “sporche” e bioturbate, per poi passare gradualmente alle peliti di fronte distale e prodelta. La coltre sabbiosa

è ricoperta dai depositi fini e organici di piana fino a uno spessore di 12 m e attraversata localmente da canali distributori; la base erosiva dei canali giunge a intaccare i sottostanti sedimenti di prodelta.

Delta cuspidato e arcuato

E' caratterizzato da un canale singolo (Ricci Lucchi, 1980) o pochi canali che si ramificano a partire all'incirca dallo stesso punto all'inizio della piana deltizia inferiore; il gradiente del fondo marino è alto (0.14-0.36%) e l'influenza delle onde forte (Figura I.7-I.8).

L'apporto fluviale è in gran parte sabbioso. Esempi sono il Tevere, il Po attuale, il Rodano e il Mekong. L'indice di efficienza fluviale è maggiore nel tipo cuspidato che in quello arcuato, ma la dinamica dei due tipi di delta è sostanzialmente simile. Durante le piene, il fiume riesce a far avanzare in mare i due argini e la barra di foce, ma successivamente le onde e le correnti lungocosta rielaborano e ripuliscono il sedimento portando i fini in sospensione al largo e accumulando la sabbia in cordoni ai lati della foce.

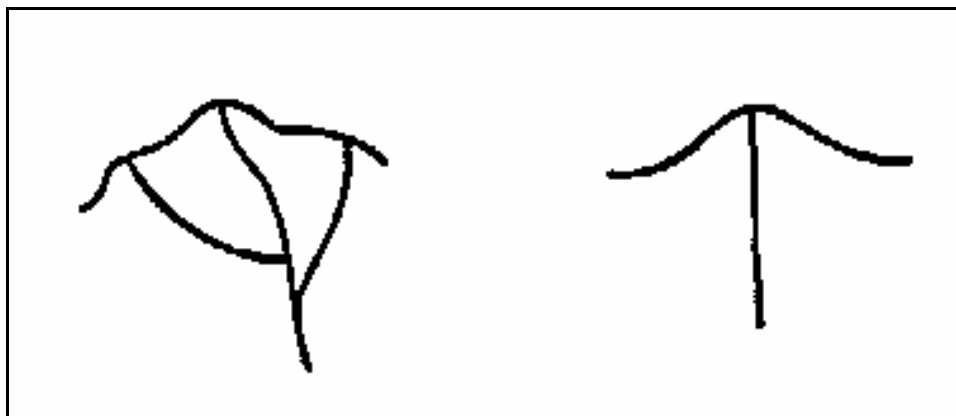


Figura I.7. Sistema distributivo di delta cuspidato o arcuato

Nel delta cuspidato la barra di foce viene alterata solo in parte dalle onde; dietro ad essa rimane una depressione protetta dove domina la decantazione di fango. Con l'emergere della barra – cordone questa zona di retrobarra viene incorporata nella piana e diventa sede di specchi d'acqua lacustri e paludi.

Nel delta arcuato la barra di foce viene interamente rielaborata in cordone litorale; ogni cordone viene accollato al precedente senza interposizione di facies lacustri e

palustri, infatti a causa della forte turbolenza marina, il sedimento fine non trova una sede per decantare sottocosta; quando emerge, alimenta dune eoliche che vanno a coprire i cordoni più antichi. In questo caso abbiamo una piana deltizia (o litorale) *sabbiosa*.

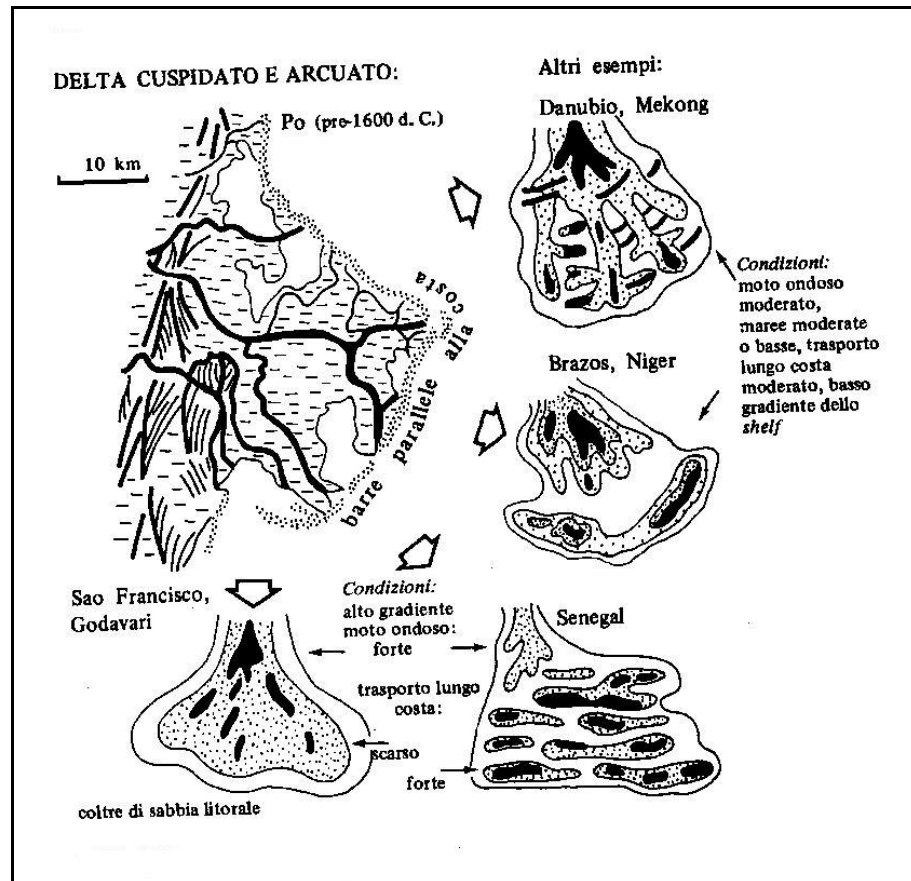


Figura I.8. Delta cuspidato o arcuato

Per quanto riguarda le sabbie di fronte deltizia arcuata notiamo così che:

- sono meglio classate di quelle di delta digitato o lobato;
- sono organizzate in corpi paralleli e non ortogonali alla linea di costa; l'accrezione di questi cordoni forma una coltre sabbiosa;
- le strutture di corrente fluviale (stratificazione incrociata a festoni, ripples asimmetrici) sono sostituite da strutture di onda (laminazione piano-parallela e cuneiforme, ripples simmetrici).

La sequenza negativa di progradazione deltizia assume così i caratteri di facies della sequenza di *progradazione litorale* o di spiaggia.

Delta estuario

Si formano quando un fiume sbocca in un bacino marino *microtidale* (escursione di marea > 2 m); qui le correnti di marea hanno in media un'energia di trasporto maggiore delle correnti fluviali (nonostante queste portino un abbondante carico sabbioso) (Figura I.9). Questo tipo di delta è stato studiato solo negli ultimi anni, particolarmente in zone intertropicali (Ricci Lucchi, 1980).

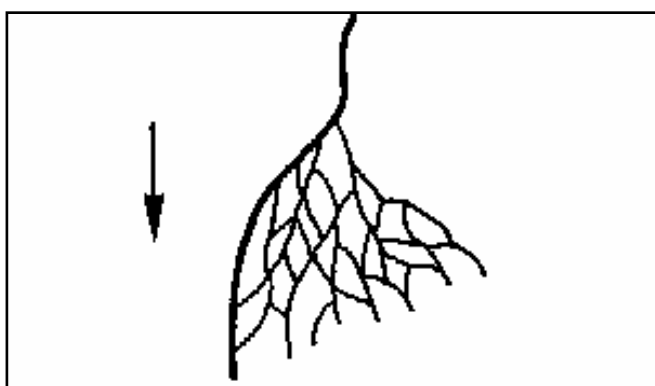


Figura I.9. Sistema distributivo intrecciato in un delta - estuario

I principali effetti delle maree sulla morfologia e i processi del delta sono i seguenti:

- i distributori fluviali funzionano anche come canali di marea; essi sono percorsi due volte al giorno dalle correnti di flusso e di riflusso. Le variazioni di velocità, oltre che di senso di trasporto, sono dunque frequenti; la sabbia sul fondo dei canali viene continuamente rimossa e ridepositata e tende a intasare i canali stessi. Ne derivano frequenti divagazioni o per biforcazione o per meandrizzazione; si hanno però numerose ricongiunzioni che tendono a ridurre il numero delle bocche di foce;
- le sabbie di canale mostrano stratificazione incrociata bipolare con prevalenza dei *foreset* immergenti verso terra (il che è dovuto a effetto

dominante del flusso di marea); meno comune ma presente la tipica “lisca di pesce”;

- la piana deltizia inferiore è in pratica una piana di marea, inondata più spesso dalle alte maree che non dalle piene fluviali; essa è incisa, oltre che dai distributori da una rete capillare di canaletti meandriformi che servono esclusivamente al drenaggio delle maree;
- le bocche di foce sono svasate a imbuto e tendono a essere soffocate da secche sabbiose che denotano l’interazione tra trasporto fluviale e tidale;
- il sedimento che le piene maggiori introducono sulla fronte deltizia viene rielaborato dalle correnti di marea; queste accumulano corpi sabbiosi lineari (*cordoni di marea*) il cui asse di allungamento è parallelo alle correnti stesse (per lo più normale alla costa, talora parallelo). I cordoni sono subacquei e separati da strette depressioni; il loro rilievo raggiunge i 10-30 m. Poiché non migrano lateralmente, non formano coltri di sabbia come i cordoni litorali. In fase di progradazione del delta, i cordoni tendono a essere erosi dall’estensione verso mare dei canali di foce.

Processi di diversione, abbandono di delta, sviluppo di nuovi delta: trasgressioni e regressioni

Abbiamo visto, nel delta digitato, che i distributori sono rettilinei e incassati; essi non migrano in modo continuo come i canali meandriformi, ma si spostano di colpo (*switching*) in una nuova posizione in seguito al processo di avulsione o diversione. Lo stesso vale per il delta nel suo complesso: esso si accresce gradualmente verso mare, ma non migra lentamente.

La diversione può avvenire in un punto qualsiasi dell’apparato di distribuzione (la “foglia” o lobo deltizio) o anche più a monte; si può così avere l’abbandono di un singolo distributore (Figura I.10) per diversione nel tratto terminale dell’apparato, l’abbandono di alcuni distributori e di un settore della fronte deltizia per diversione di un distributore più importante, o infine l’abbandono dell’intero lobo per diversione al suo apice o entro la piana alluvionale.

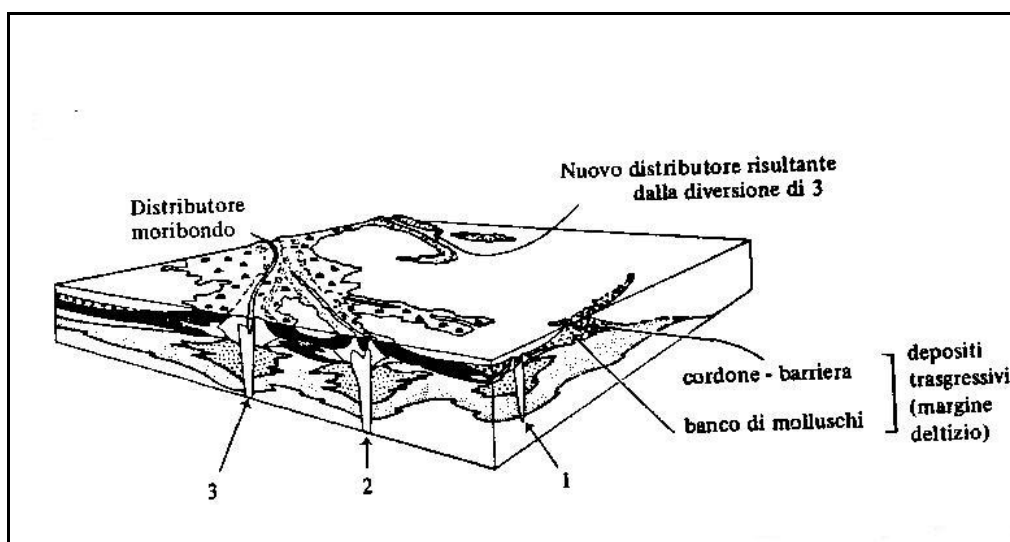


Figura I.10. *Abbandono e deterioramento di un settore limitato dell'apparato distributore. Diversione di un distributore secondario (In ordine di tempo 1,2,3)*

Le maggiori diversioni sono influenzate dai principali fattori di controllo dello sviluppo del delta (gradiente della piattaforma, potenza delle onde, escursione di marea), senza però dover far intervenire variazioni sistematiche del livello marino come quelle eustatiche.

L'abbandono del delta o di una sua parte, come quello di un meandro o di una fascia di meandri, può avvenire bruscamente o gradualmente in relazione al tempo che il processo di diversione richiede. Una volta avvenuto questo, la zona è soggetta a deterioramento per effetto del consolidamento e della subsidenza che tendono a deprimerla sotto il livello del mare; interrotti ormai i processi di deposizione clastica, si ha solo sviluppo di paludi e accumulo di torba finché l'interfaccia non viene sommersa.

Inizia così, nella zona che a questo punto viene definita marginale o di margine deltizio (*delta margin*), una fase di *trasgressione* e di *sedimentazione marina*: la parte superiore dei depositi deltizi viene rimossa dall'azione delle onde, sabbia e resti organogeni sono ripuliti e concentrati. Essi formano barre e cordoni mentre i materiali fini sono portati in sospensione più al largo. Il mare dunque non fa che ridistribuire e disperdere sedimento preesistente; il tasso di sedimentazione marina

è molto minore di quella della sedimentazione deltizia e in genere non tiene il passo con la subsidenza.

Anzi, quanto più rapida è la subsidenza, tanto minore è la quantità di sedimento rimossa e depositata dalle onde: infatti l'interfaccia passa rapidamente al di sotto del limite di azione delle onde e non viene più disturbata. Rapida subsidenza significa rapido innalzamento relativo del livello marino dell'area considerata, cioè alta velocità di trasgressione. Si ha come risultato che quanto più veloce è la trasgressione, tanto più lenta è la sedimentazione sulla zona trasgredita. Possiamo schematizzare tre casi:

- a) *trasgressione lenta*: le onde hanno il tempo di costruire un cordone litorale a ridosso della linea di costa (cioè del bordo della piana); il cordone viene gradualmente abbandonato e si riforma nella direzione di ritiro della piana marcando sempre il fronte della trasgressione; l'attacco laterale di una serie di cordoni formerà col tempo una sottile *coltre sabbiosa*, cioè il *deposito basale* della trasgressione. Questo passa lateralmente verso mare e verticalmente verso l'alto a sedimenti più fini; si ha dunque una sequenza trasgressiva di andamento positivo;
- b) *trasgressione più veloce*: le onde costruiscono la barra ma il mare la aggira separandola dalla costa con una baia o una laguna; in questo specchio d'acqua protetto possono decantare sedimenti fini. Il deposito basale della trasgressione sarà perciò dato da silt e argille lagunari o di baia, cui succedono verticalmente le sabbie di barriera (cioè di cordone o spiaggia fuori costa) e le peliti di piattaforma. Abbiamo in questo caso un *ciclo trasgressivo negativo-positivo* (simmetrico) di spessore modesto; esempi attuali sono noti nei delta del Rodano (Oomkens, 1974) e del Mississippi;
- c) *trasgressione molto veloce*: le onde non hanno il tempo di formare barre o cordoni sabbiosi; la sedimentazione si riduce a una lenta decantazione di fango o addirittura si interrompe dando luogo a una *superficie diastemica*: questa è generalmente sede di processi di bioturbazione, cementazione, autigenesi (glauconite, noduli fosfatici), che possono anche penetrare fino a profondità di vari centimetri dalla sommità della sequenza deltizia. Se vi

è una certa sedimentazione marina, il tipico deposito basale della trasgressione è un sottile livello di *argille glauconitiche*; localmente si possono avere *banchi di molluschi* in posizione fisiologica, come i banchi ad ostriche nelle attuali zone marginali del delta del Mississippi.

Importanza pratica dei depositi deltizi

Le pianure deltizie, come quelle alluvionali, sono intensamente popolate tranne che in certe condizioni climatiche estreme; esse forniscono vaste estensioni di terra coltivabile, anche se sono in gran parte paludose e soggette ad alluvioni spesso catastrofiche. Basti pensare che le pianure deltizie del Gange-Brahmaputra, del Niger, del Nilo, del Mississippi e dell'Orinoco superano ciascuna i 20.000 km² di superficie. La subsidenza dovuta al consolidamento costituisce un notevole problema soprattutto nelle aree dove gli apporti solidi vengono a cessare per cause naturali (diversione fluviale) o artificiali (opere idrauliche come invasi a monte, argini, ecc.).

Come corpi geologici, i delta sono importanti riserve di combustibili (carbone, petrolio, gas) e acqua. Il carbone si trova associato alle facies di pianura deltizia. Gli idrocarburi trovano nei delta le *tre condizioni base* per accumularsi: una fonte (le argille di prodelta e di piattaforma, ricche di sostanze organiche), un magazzino (i corpi sabbiosi di fronte deltizia) e una copertura impermeabile (i depositi fini di pianura o di prodelta). Si tratta di *trappole stratigrafiche ideali*, come è confermato dal numero e dal volume dei giacimenti sfruttati, superiori a quelli che hanno sede in altre formazioni clastiche.

I.2 CENNI SUL TRASPORTO SOLIDO ALLA FOCE DEI CORSI D'ACQUA E PROCESSI DI DINAMICA COSTIERA

Il trasporto solido fluviale rappresenta un elemento fondamentale dell'evoluzione dei corsi d'acqua e delle aree costiere. La conoscenza di questo fenomeno è essenziale per la comprensione dei processi in corso nel territorio e per la

valutazione delle problematiche legate all'interazione tra attività antropiche e dinamica fluviale e costiera.

Quando un corso d'acqua sfocia nel mare, il materiale solido che viene trasportato dalla corrente liquida tende a depositarsi formando un delta o più semplicemente una barra solida nella zona della foce fluviale (Ricci Lucchi, 1980).

Il getto della corrente fluviale che si immette nel corpo idrico ricevente si diffonde subendo un processo di rallentamento in cui le velocità medie decrescono verso il largo e diminuiscono dall'asse verso i bordi del getto con legge gaussiana.

L'evoluzione del processo di deposizione dei sedimenti trasportati dalla corrente dipende dall'interazione tra il processo di efflusso della portata e l'azione modellatrice del mare.

In realtà molti sono i fattori che intervengono nella formazione di una barra di foce quali i processi di diffusione per turbolenza, per attrito sul fondo e per galleggiamento, da una parte; l'azione del moto ondoso, delle correnti di marea e dell'innalzamento del livello medio del mare dall'altra. Se la capacità di trasporto del mare supera il volume solido trasportato dal fiume, la barra viene smantellata, altrimenti questa cresce velocemente in rapporto alla disponibilità di materiali solidi nel bacino di drenaggio.

Più in particolare il processo di costruzione di un delta fluviale in presenza di una portata fluviale predominante si esplica con lo sviluppo di una barra di foce (Mikhailov, 1966). Infatti quando il getto liquido entra nel corpo recettore, esso subisce un allargamento e conseguentemente la velocità della corrente diminuisce sia longitudinalmente che trasversalmente al flusso. Il materiale solido trasportato si deposita coerentemente con la distribuzione delle velocità creando una barra davanti alla foce e delle secche trasversali al getto. Il fenomeno si incrementa finché la parte centrale della barra emerge, formando un'isola, e la corrente si divide in due rami. La velocità di crescita della barra è direttamente proporzionale alla portata solida ed inversamente proporzionale alla pendenza del fondale.

Tuttavia, se non intervengono fattori esterni che provocano il consolidamento della barra isola, il processo non cresce all'infinito. Infatti la biforcazione della corrente è motivo di restringimento del getto, il quale aumenta così la sua capacità

erosiva dei depositi sul fondo. A ciò segue la progressiva rettificazione della corrente e lo smantellamento dell'isola, ripristinando le condizioni per un processo periodico di formazione della barra di foce.

Nel caso di condizione di portata solida fluviale costante e moto ondoso, la linea di costa sui due lati del delta raggiunge una posizione di equilibrio in un tempo che dipende dalla portata solida fluviale e dalla pendenza dei fondali.

Una volta raggiunta questa configurazione, l'energia delle onde frangenti è esattamente sufficiente per distribuire lungo costa il materiale solido trasportato dalla corrente. Se la portata solida del fiume diminuisce la cuspide fluviale progressivamente si riduce (Komar,1973).

Lo stato del trasporto solido fluviale alla foce, vista la complessità dei fattori fisici che intervengono nel fenomeno stesso, può essere fornito dall'esame dell'evoluzione di alcuni tipici apparati di foce.

Un esempio è quello relativo ai corsi d'acqua Marchigiani negli anni dal 1966 fino al 1999 condotto dalla Regione Marche.

La portata solida dei fiumi delle Marche è stata valutata sulla base della capacità potenziale dei bacini idrografici di fornire materiale sciolto all'azione erosiva delle acque superficiali.

A tal fine è stata redatta la carta della erodibilità dei bacini idrografici, definendo cinque classi di erodibilità, sulla base dei parametri condizionanti la degradazione dei versanti quali la litologia, l'uso del suolo e l'assetto fisico del bacino e suddividendo i bacini in aree a diverso grado di erodibilità. Successivamente ad ogni classe di erodibilità sono stati assegnati due coefficienti di ablazione specifica, uno come ipotesi minima ed uno come ipotesi massima, i quali esprimono, per ciascuna classe, l'erosione media annua per chilometro quadrato (Tabella I.1). In questo modo per ogni singolo bacino è stato possibile calcolare l'ablazione totale potenziale minima e massima, che rappresenta il volume medio annuo di materiale solido eroso dalla superficie del bacino idrografico. Da tale quantitativo complessivo, in mancanza di dati sperimentali circa il rapporto fra trasporto solido in sospensione e di fondo, la frazione percentuale del trasporto

solido di fondo potenziale è stata valutata caso per caso sulla base dei dati generali riportati in letteratura.

I dati dell'ablazione e del trasporto potenziale per ogni bacino idrografico sono riassunti in Tabella I.2.

Per passare infine dai valori potenziali alla stima dell'apporto solido a mare effettivo si sono valutati caso per caso, gli effetti dei fattori limitanti del trasporto solido quali gli interventi di sistemazione e stabilizzazione dei bacini e dei corsi d'acqua, il prelievo di inerti in alveo e la costruzione di traverse e sbarramenti lungo le aste fluviali. Tutti questi elementi, difficilmente quantificabili singolarmente, sono stati stimati complessivamente come una percentuale riduttiva da applicare al trasporto potenziale.

La riduzione del trasporto solido alla foce è stata attribuita nel periodo dal 1966-1974 all'estrazione di inerti dagli alvei. Tale valutazione è stata basata sui dati relativi alle concessioni del Genio Civile opportunamente corretti mediante i consumi di energia elettrica e le caratteristiche tecniche dei macchinari. La Tabella I.3 mostra il quadro completo delle stime delle estrazioni di inerti per i fiumi delle Marche nel periodo 1966-1975. Dai principali corsi d'acqua marchigiani risultano prelevati complessivamente quasi 13.000.000 m³ di inerti. Il fiume Metauro occupa il primo posto con 2.700.000 m³ di materiale estratto, mentre il fiume Esino ha la più alta media annuale (più di 300.000 m³ per anno).

Successivamente il blocco delle escavazioni in alveo per prelievo degli inerti, in atto ormai da più di venti anni, per effetto della legislazione regionale avrebbe dovuto comportare una ripresa del trasporto solido in alveo sia nel tratto collinare che in quello di valle del fiume. Tuttavia gli effetti di questa ripresa non sembrano avere raggiunto la foce fluviale, in termini di avanzamento. Infatti attraverso la ricostruzione dell'evoluzione storica delle foci dei principali fiumi marchigiani si è visto che nel 1999 la situazione era pressoché identica a quella del 1985.

Pertanto i benefici del blocco del prelievo di inerti in alveo sembrano essere minimizzati da altri fattori condizionanti il trasporto solido, quali la trasformazione dell'uso del suolo e la presenza di opere trasversali in alveo.

Tabella I.1. *Classi di erodibilità adottate per la stima dell'ablazione totale potenziale dei bacini idrografici marchigiani*

CLASSE	DESCRIZIONE	EROSIONE MEDIA ANNUA PER km ² (mm)	
		Min	max
I	erodibilità molto bassa	0.055	0.1
II	erodibilità bassa	0.1	0.3
III	erodibilità media	0.2	0.5
IV	erodibilità elevata	0.5	0.9
V	erodibilità molto elevata	1.0	1.5

Tabella I.2. *Stima dell'ablazione totale potenziale e del trasporto solido potenziale dei bacini idrografici marchigiani*

FIUME	SUPERFICIE (km ²)	ABLAZIONE TOTALE POTENZIALE (m ³ /anno)		TRASPORTO SOLIDO DI FONDO POTENZIALE (m ³ /anno)	
Foglia	701	387350	643100	42000	78000
Arzilla	104	69300	113500	12100	20400
Metauro	1405	325200	594900	89000	172000
Cesano	413	187550	324300	46300	85400
Misa	376	245950	398200	42700	74600
Esino	1203	462950	811900	87500	162000
Musone	642	392450	644800	55200	92600
Potenza	775	260600	478500	80000	151500
Chienti	1297	643050	1062700	104500	185500
Tenna	487	203800	418500	38500	71500
Ete vivo	180	151300	235000	15500	25500
Aso	278	117600	212600	41700	77400
Menocchia	94	66800	107800	8200	14000
Tesino	114	79000	126600	24400	39000
Tronto	1192	476700	864000	95000	185000

Tabella I.3. *Estrazioni medie annue dagli alvei dei fiumi marchigiani nel periodo 1966-1975*

FIUME	TOTALE ESTRATTO (m³)	ANNI DI ESTRAZIONE	MEDIA ANNUALE
Foglia	1.199.894	10	119.989
Metauro	2.704.588	10	270.459
Cesano	131.242	3	43.747
Misa	13.815	5	2.763
Esino	1.833.946	6	305.658
Musone	471.870	10	47.187
Potenza	1.380.640	7	197.234
Chienti	2.633.060	10	266.331
Tenna	818.972	7	116.996
Aso	434.958	8	53.370
Tesino	313.428	6	52.238
Tronto	778.176	7	111.168
TOTALE	12.728.404		1.272.804

A questi elementi, esistenti già da tempo, si deve aggiungere la presenza di una fitta vegetazione in alveo come ulteriore causa di blocco del trasporto solido di fondo. La mancata rimozione della vegetazione all'interno dei corsi d'acqua, insieme alla ridotta pendenza delle aste fluviali (per effetto delle opere di regolazione), hanno provocato una forte sedimentazione di materiali sabbiosi e limosi sulle golene e nel letto di magra, i quali, favorendo l'ulteriore crescita di piante ed arbusti, hanno praticamente intrappolato il materiale solido più grossolano.

Ciò ha prodotto un quasi generale sovralluvionamento degli alvei cui si associa una diminuzione delle capacità di deflusso delle sezioni fluviali con conseguente aumento del rischio di esondazione durante gli eventi di piena.

In conclusione dallo studio condotto si è rilevato che il materiale solido c'è ma non può essere trasportato completamente a mare dalle portate di piena perché bloccato o a monte degli sbarramenti o dalla vegetazione in alveo, con un conseguente arretramento dell'apparato di foce.

Un altro studio sull'evoluzione di un apparato di foce è quello condotto dall'Autorità di bacino del Fiume Tevere nel 2002.

La dinamica della foce del Tevere è il risultato, come per tutte le foci fluviali, di un bilancio sedimentario fra gli apporti da parte del fiume e la loro distribuzione verso le zone più lontane dall'apice deltizio operata dalle correnti litoranee generate dal moto ondoso.

L'analisi sismografica della piattaforma continentale, eseguita da Chiocci e La Monica (1996), ha permesso di chiarire ed approfondire le origini e la morfologia attuale della piattaforma continentale e le relazioni di questa con la superficie emersa. La piattaforma continentale laziale nel tratto antistante il delta del Tevere, ha un'estensione media di 20 km fra Capo Dinaro ed il Circeo. Rispetto alla foce del Tevere la piattaforma presenta un'asimmetria della conoide del delta fluviale evidenziando una riduzione di ampiezza fra la foce e Capo d'Anzio, che ha quindi un'estensione minore rispetto alla parte settentrionale. Ciò è interpretabile come una sostanziale asimmetria del trasporto litoraneo che nel quaternario ha avuto una prevalente componente verso nord.

La piattaforma continentale è costituita, almeno nella sua parte superficiale, da sequenze deposizionali di età pleistocenica. In seguito tali depositi sono stati parzialmente erosi, fino alla attuale profondità di 150 m ossia fino a 30 m al di sotto del livello a cui era arrivato il mare nel periodo glaciale wurmiano.

Con la risalita dell'altezza del mare che fra 7000 e 5000 anni fa ha raggiunto un livello molto prossimo all'attuale, la linea di costa è progressivamente arretrata. A partire da quel momento è risultato prevalente l'apporto solido di origine fluviale che ha permesso un nuovo avanzamento della linea di costa con la formazione di paludi e stagni costieri (S.A.P.P.R.O., 1991). In epoca storica l'avanzamento della foce del Tevere è proseguito con velocità diverse in funzione dell'uso del suolo all'interno del Bacino e delle variazioni del regime pluviometrico. La ricostruzione delle antiche linee di costa alla foce del Tevere non possono essere seguite con grande dettaglio a causa dei rilevanti interventi antropici, che, soprattutto negli ultimi 100 anni, hanno causato la distruzione del sistema di dune e l'urbanizzazione di gran parte della fascia costiera. L'evoluzione degli ultimi

2000 anni può essere ricostruita sulla base di fonti storiche e ritrovamenti archeologici quali, ad esempio, il porto di Claudio e quello di Traiano che evidenziano inequivocabilmente la posizione della costa ed i processi in atto in quel periodo, dato che dai documenti emerge che i porti sono stati soggetti a problemi di insabbiamento fin dalla loro costruzione. Risulta evidente che l'elemento dominante di tutti i processi evolutivi sia rappresentato dal regime di trasporto del Tevere, caratterizzato dal periodo imperiale romano fino alla seconda metà del XIX secolo, da apporti molto alti che hanno determinato un pressoché continuo avanzamento della foce valutato da Ponzi (1876) in 12 km dal periodo imperiale al 1875 ed in 4000 m dal 1660 al 1875. La linea di costa è avanzata su tutto il delta fino al sec.XIX, con la formazione di un'ampia fascia di dune, dette tumuleti, alternate con laghi interdunali, che ha raggiunto lungo il tratto fra Ostia e Focene un avanzamento fino a 5 km in 2500 anni (Cencini e Varani, 1989).

L'espansione dell'area costiera non ebbe comunque effetti significativi sulla popolazione che aveva abbandonato la città di Ostia e le campagne intorno; con la fine dell'impero romano, il delta del Tevere rimase sostanzialmente disabitato fino alla metà del XVIII secolo a causa della malaria e della improduttività dei terreni per la mancanza di un'efficiente regimazione idraulica. In sostanziale accordo con quanto rilevato su altri fiumi dell'area tirrenica, il massimo protendimento della foce del Tevere, è stato raggiunto nella seconda metà del XIX secolo, quando, come risulta dalla ricostruzione delle linee di riva dal 1873 al 1950, è iniziata una progressiva erosione dovuta alla riduzione degli apporti solidi. Va notato come all'arretramento della foce si associ un ulteriore avanzamento delle spiagge più lontane sia a sud al Lido di Ostia sia soprattutto a nord in prossimità della foce di Fiumicino. Il forte incremento di utilizzazione del territorio si ebbe negli anni '20 quando Lido di Ostia divenne la spiaggia principale per la città di Roma ed iniziò un'urbanizzazione completa della fascia costiera con il totale spianamento della fascia di dune e la distruzione di gran parte delle pinete costiere. L'assenza di una fascia di dune fra il mare e l'abitato ha reso più rapidi i processi di arretramento della linea di riva proprio per la mancanza di

un apporto importante di sedimenti che avrebbe potuto verificarsi se l'erosione avesse interessato una fascia di dune.

L'evoluzione del periodo successivo al massimo protendimento della foce, quando a seguito dell'arretramento della linea di costa, iniziò la costruzione delle opere di difesa, è stata ricostruita nell'analisi eseguita dallo Studio Volta nel lavoro "Studio generale sul regime delle spiagge laziali e delle Isole Pontine" eseguito per conto della Regione Lazio dove è riportata la posizione delle linee di riva fino al 1979. Una ricostruzione analoga, che integra le informazioni del periodo recente, fino al 1984 con i dati della cartografia antica ed informazioni storico archeologiche è stata eseguita nello studio S.A.P.P.R.O. (1991).

La scarsità di apporti del Tevere, insieme alle opere di protezione realizzate negli ultimi 50 anni, sono gli elementi che condizionano gli assetti della linea di riva.

La ricostruzione dei processi evolutivi alla foce del Tevere, è sostanzialmente analoga a quanto è accaduto per i principali fiumi dell'area tirrenica. L'evoluzione di questi fiumi, nelle linee generali, è ben nota dallo studio di foci in zone non antropizzate dove è possibile ritrovare i segni delle antiche linee di riva o ricostruire l'andamento dei cordoni dunali. Innocenti e Pranzini (1993), sulla base di indagini di campagna e interpretazioni di immagini da satellite hanno ricostruito l'evoluzione del delta dell'Ombrone dal periodo pre-etrusco fino ad oggi. La ricostruzione è stata possibile perché in tutta quest'area non si sono avuti interventi umani fino alle bonifiche del XVIII secolo ed attualmente l'area è vincolata a parco naturale. Analogamente è stata possibile una simile ricostruzione per il delta dell'Arno. Entrambi questi casi possono essere ritenuti nelle loro linee generali, rappresentativi dell'evoluzione della costa alla foce dei fiumi della Toscana a del Lazio.

Dallo studio del delta dell'Arno, appare evidente che il più intenso avanzamento delle spiagge si è verificato durante il periodo etrusco ed è continuato fino quasi alla fine dell'impero romano. In questo intervallo di tempo si è avuto un avanzamento della costa di oltre 1500 m su un tratto di circa 12 km a nord della foce. Una delle principali cause dell'incremento di questo tratto di costa è certamente dovuto al disboscamento di gran parte delle superfici collinari per la

creazione di aree da mettere a coltura. L'avanzamento della foce del Tevere è certamente correlabile alle stesse variazioni dell'uso del suolo del bacino idrografico.

Tutti gli studi esaminati concordano sul fatto che si è verificata una forte riduzione degli apporti sedimentari del Tevere, iniziata alla metà del 1800 ed aggravata negli ultimi 50 anni, sia da cause naturali sia da interventi antropici quali la costruzione di invasi artificiali ed il diverso uso del suolo. Come in passato, si sono avuti avanzamenti della linea di costa causati dal disboscamento e dallo sviluppo delle attività agricole, l'attuale abbandono delle coltivazioni nelle aree collinari e montane ha favorito la crescita di boschi e di prati stabili che hanno ridotto l'erosibilità dei versanti.

Le cause che hanno determinato la riduzione degli apporti di sedimenti alla foce sono in gran parte strutturali e determinate da fattori climatici; è ormai noto che il periodo compreso fra la metà del 1500 e la metà del 1800 è stato un periodo molto più piovoso di quello successivo, la frequenza delle piene è stata molto elevata e, considerando la ridotta capacità di controllo dei dissesti sui versanti, l'erosione del suolo è stata molto intensa. La forte capacità di trasporto del fiume, dovute all'alta frequenza delle elevate portate, e la disponibilità di sedimenti hanno prodotto un forte avanzamento del delta del Tevere e conseguentemente un incremento generalizzato di tutte le spiagge dell'intera unità fisiografica.

La riduzione della frequenza delle piene già evidente nei primi anni del '900 si è verificata insieme ad un forte sviluppo demografico che ebbe come conseguenza la messa a coltura di gran parte dei terreni collinari e montani favorendo l'erosione dei suoli, quindi gli effetti di variazione del regime pluviometrico risultarono in parte compensati dagli abbondanti apporti dai versanti; questo accompagnato ad una forte inerzia dei processi di evoluzione costiera, non ha reso immediatamente evidenti gli effetti sulle spiagge.

La forte diminuzione del trasporto solido fluviale è avvenuto nell'ultima metà del secolo scorso, con l'abbandono progressivo delle coltivazioni montane e collinari, in gran parte sostituite da prati e boschi, dal prelievo dei sedimenti dagli alvei,

dalla costruzione di invasi; il trasporto solido, che a partire dal 1931 è stato misurato alla stazione torbiometrica di Ripetta, ha evidenziato subito una flessione dal valore medio di 4,3 milioni di t/anno del periodo 1931 – 1940 a 1,1 milioni di t/anno nel decennio 1981 – 1990 (Rimedia, 1996). La riduzione del 75% circa negli ultimi 60 anni, che è ben documentata da serie continue di misure, non è altro che la fase terminale del processo iniziato diversi decenni prima per il quale, pur non disponendo di dati misurati, si hanno comunque informazioni qualitative attendibili.

Il trasporto solido attuale è ben documentato dallo studio di Cavazza (1997), che ha fornito una stima molto precisa del trasporto solido del Tevere e compatibile con i dati disponibili. Nello studio vengono anche evidenziati i limiti attuali della conoscenza del fenomeno e la difficile previsione della sua evoluzione nel tempo. L'analisi eseguita è basata sul principio che sia possibile stimare il trasporto solido di un fiume sulla base dell'erosione dei versanti: infatti i sedimenti erosi possono depositarsi negli alvei o venire trasportati al mare. Sulla base di misure di sezioni trasversali e profili d'alveo eseguite su tratti campione nel 1995 – 1996, è risultato che la dinamica d'alveo è molto modesta e che pertanto la sedimentazione ed erosione sono sostanzialmente bilanciate. Il trasporto solido è stato valutato utilizzando il modello proposto dal Fournier nel 1960 che rappresenta sostanzialmente una correlazione fra trasporto solido ed un indice pluviometrico ottenuto dalla conoscenza della distribuzione pluviometrica media annua su un determinato bacino.

Una seconda stima è stata eseguita utilizzando un modello messo a punto da Cavazza che inserisce un ulteriore parametro legato alle caratteristiche podologiche dei terreni ed alla copertura superficiale. Entrambi i modelli sono stati tarati sulla base delle misure eseguite nelle due stazioni torbiometriche di Corbara e Ripetta; sono stati stimati i valori di trasporto solido per gli 85 bacini elementari della superficie di circa 100 km² ciascuno, in cui è stato suddiviso il bacino del Tevere e sommati ai singoli contributi per ottenere il trasporto totale alla foce.

Il principale limite evidenziato da Cavazza nella discussione dei risultati è rappresentato dalla impossibilità di stimare il trasporto solido al fondo e quindi il trasporto delle sabbie, sulla base della taratura del modello con le sole misure di torbidità. E' infatti noto che il trasporto al fondo è nettamente non lineare e deve essere trattato come un evento a soglia, ossia rimane nullo fino a quando, in una prefissata sezione, la velocità media (e conseguentemente la portata del fiume) non supera un determinato valore. Tale valore per il Tevere è molto maggiore della portata media annuale e sostanzialmente legato agli eventi di piena; lo studio di Rimedia evidenzia che, dopo il 1963, la frequenza dei valori di portata superiore a $350\text{m}^3/\text{s}$ ha subito una forte riduzione, superiore addirittura alla diminuzione della portata media annuale.

Attualmente la linea di riva è completamente stabilizzata dalle opere a scogliera a protezione di una fascia costiera intensamente urbanizzata, dove sono presenti anche strutture portuali già consolidate ed in via di ulteriore espansione (ampliamento del Porto di Fiumicino, completamento del Porto di Ostia e Porto di Fiumara Grande). E' pertanto prevedibile che, almeno a medio termine, i processi evolutivi per effetto della dinamica trasversale del moto ondoso si possano sviluppare solo sui fondali in quanto non verranno permessi arretramenti della linea di riva. La tendenza attuale, sia per la riduzione degli apporti solidi fluviali, sia per la presenza di opere che impediscono un'ulteriore erosione della costa è di un costante approfondimento.

Tale tendenza è riscontrabile anche dalle analisi eseguite sui rilievi batimetrici della Marina Militare dal 1904 ed il 1962 che hanno permesso di evidenziare un netto trasporto di materiali da parte del moto ondoso verso il largo che ha prodotto un abbassamento dei fondali fino alla profondità di 15 – 20 m, con il conseguente forte arretramento della linea di riva, ed il corrispondente aumento della quota del fondo alle profondità maggiori fino almeno alla profondità di 50 m. Un esempio di questa evoluzione morfologica è riportato nel Piano Preliminare di Coordinamento dei Porti della Regione Lazio del 1985, dalla quale risulta che la fascia di 500 m antistante la linea di riva ha subito un abbassamento medio di 4 m seguita da un abbassamento medio di 2.5 m sulla fascia compresa fra 500 e

2000m; risulta molto evidente anche il forte aumento della pendenza della spiaggia sommersa alle profondità inferiori a 5m.

I.3 STUDI PRECEDENTI

Lo studio della variazione morfologica di una costa in prossimità di una foce fluviale è dal punto di vista scientifico molto importante presentando tuttavia notevoli difficoltà. Si tratta infatti di un processo di interazione fortemente non lineare tra le sollecitazioni dovute alla corrente e al moto ondoso e le modificazioni morfologiche indotte dall'azione combinata delle due forzanti.

Lo studio di tale fenomeno naturale può avvenire mediante modelli matematici e fisici nonché mediante misure in situ. I modelli matematici che descrivono tali fenomeni, nonostante le ipotesi semplificative introdotte nella trattazione idrodinamica e nella schematizzazione dell'evoluzione morfologica, si presentano particolarmente complessi e nel contempo poco attendibili. I modelli fisici sono invece più realistici quando tengono conto di un'opportuna scalatura fisica, fornendo tuttavia risultati qualitativi più che quantitativi a causa soprattutto degli effetti scala. Le misure in situ risultano tecnicamente difficili da realizzare e molto costose, ma talvolta sono necessarie per interpretare correttamente i fenomeni modellati.

Studi sperimentali

Uno dei primi lavori condotto, al fine di esaminare le modifiche indotte ad una foce fluviale a seguito di un intervento di regimentazione sul Torrente St. Agata, situato a sud di Reggio Calabria, è quello di Benassai, et al. (1989), che utilizzarono un modello fisico realizzato presso il Delft Hydraulics Laboratory (Olanda). L'intervento di regimentazione prevedeva la costruzione, a monte dello sbocco, di un canale di calcestruzzo largo 16 m, lungo 2700 m e alto 4 m con una riduzione di 50 cm in altezza in prossimità della linea ferroviaria.

Gli obiettivi dello studio furono essenzialmente quelli di:

- Il modello realizzato prevedeva la riproduzione del tratto finale del torrente St.Agata e di un tratto di costa di lunghezza di circa 300m (Figura I.11).



35

Durante la sperimentazione furono esaminati 27 casi; nei primi 10 furono studiate le modifiche indotte dalle portate al colmo sulla barra, formatasi a largo, per effetto di mareggiate di durata 3-6 ore, con altezza d'onda significativa di 3.90m e periodo di picco di 8s. In particolare nei tests 9 e 10 fu esaminata la stabilità dell'intervento sottoposto ad una mareggiata con periodo di ritorno $T=100$ anni ed una portata al colmo di $585\text{m}^3/\text{s}$. Nei restanti casi furono analizzate alcune possibili soluzioni per la protezione del torrente allo sbocco; infine fu verificata la stabilità dello strato di pietre poste a protezione dell'argine sotto l'azione delle onde. Dalle prove effettuate, gli Autori verificarono che l'opera di regimentazione del torrente St. Agata era in grado di canalizzare portate superiori a $600\text{m}^3/\text{s}$ e che i fenomeni di trasporto avvenivano anche per portate inferiori a quella di piena.

Lo studio dei fattori che influenzano il fenomeno del trasporto dei sedimenti e quindi dell'evoluzione della linea di riva sotto l'azione di *onde* e *correnti* generate dal frangimento è stato effettuato nel 1995 da M. G. Skafel. L'Autore, mediante uno studio sperimentale, valutò le altezze d'onda al frangimento e le velocità al fondo in prossimità di una spiaggia caratterizzata da sedimenti coesivi consolidati e sottoposta a fenomeni di erosione irreversibili. Mediante tali misure, egli supportò le teorie secondo cui la velocità delle onde e la turbolenza sono i principali fattori che influenzano l'evoluzione di una spiaggia, costituita essenzialmente da argilla e limo di provenienza glaciale. In particolare la corrente *longshore*, generata al frangimento, quella *crosshore* nonché quella dovuta alle maree e alla circolazione generale, trasportano i sedimenti lontano dalla zona di agitazione, rendendo il fenomeno di erosione irreversibile.

Le misure di laboratorio furono effettuate in un *wave flume* all'interno del quale fu posizionato un canale largo 35cm il cui fondo, realizzato con blocchi di materiale coesivo, aveva una pendenza iniziale data dalla seguente equazione:

$$z = 0.18x^{2/3}$$

dove: z è la profondità,

x è la distanza dalla linea di riva.

Le onde riprodotte furono caratterizzate da uno spettro di tipo DHH, con una altezza d'onda significativa H_s pari a 0.26m e periodo di picco T_p pari a 3.1s (Figura I.12). Le misure di velocità (Figura I.12) furono effettuate mediante un misuratore ultrasonico. Il tirante idrico posto pari inizialmente a 85cm fu successivamente ridotto a 75cm.

Le misure confermarono l'influenza della velocità e della turbolenza nei fenomeni di erosione della *shoreline*. In particolare l'Autore osservò che le velocità al frangimento determinano fenomeni di erosione più marcati rispetto a quelli causati dalle velocità orbitali; sottolineò inoltre che il frangimento di tipo *plunging* è più efficace di quello *spilling* nell'erosione di una spiaggia coesiva.

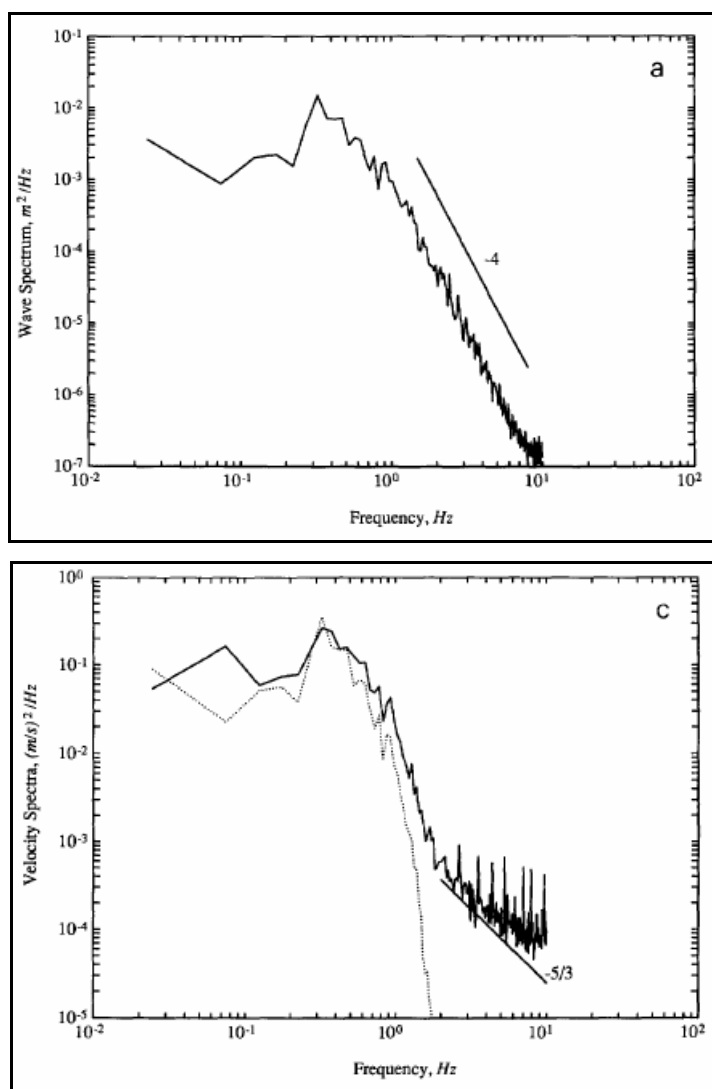


Figura I.12. Spettro dell'onda e della velocità orizzontale

Voulgaris et al. nel 1995 analizzarono i risultati sperimentali, ottenuti da altri Autori, su di un fondo mobile costituito da sabbia fine e grossolana, in presenza di onde e correnti dovute al moto ondoso. I dati utilizzati sono quelli ottenuti da Hammond e Collins (HC) nel 1979 e quelli di Tomlinson nel 1993 (To). I dati (HC) sono i risultati di test eseguiti su sabbia artificiale ben assortita con pezzatura variabile da fine a grossolana. I risultati di Tomlinson (To) sono stati ottenuti utilizzando letti di sabbia con diversi diametri. Voulgaris et al. (1995) usufruirono anche dei dati del WMC ottenuti da esperimenti su sabbia naturale. Tutte le prove furono eseguite in un *flume* con un fondo oscillante, nel quale furono riprodotte onde con periodo rispettivamente pari a 5s e a 15s per gli esperimenti HC e WMC, e a 5s e a 10s per quelli di Tomlinson. In tutti gli esperimenti furono misurate le velocità della corrente in prossimità del letto oscillante e a varie profondità mediante un *flow meters*.

Dall'analisi dei risultati ottenuti, Voulgaris et al. (1995) trovarono una dipendenza tra gli sforzi al fondo e il periodo dell'onda. In particolare gli Autori osservarono che, per le onde con periodo più piccolo, nascono sforzi al fondo più grandi di quelli con onde caratterizzate da periodo più grande, e conseguentemente, il materiale di fondo è eroso più facilmente se sottoposto all'azione di onde con periodo maggiore. Tale risultato era stato già ottenuto da Madsen e Grant (1976) i quali utilizzarono i risultati ricavati da Vincent (1958) in una vasca ondogenica; gli Autori notarono che la velocità critica al fondo, dovuta al solo moto ondoso, assume valori più bassi per le onde con periodo più piccolo.

Nel 1997 Reniers et al. presentarono i risultati ottenuti da esperimenti di laboratorio eseguiti su spiagge sottoposte all'azione di correnti *longshore* in presenza ed in assenza di barre. L'obiettivo del lavoro fu quello di esaminare la variazione della corrente *longshore* ortogonalmente alla spiaggia in presenza di onde oblique unidirezionali, sia regolari che random. Gli esperimenti furono condotti in un bacino, simile a quello utilizzato da Visser (1980), largo 25 m, lungo 40 m e dotato di un sistema di ricircolazione in grado di generare correnti *longshore* omogenee spazialmente e temporalmente. (Figura I.13). Il fondo del bacino, realizzato in calcestruzzo, ha una pendenza pari a 1:20; su di esso fu

realizzata una barra a forma di “gaussiana” con un’altezza di circa 10 cm e pendenza 1:8 (Figura I.14).

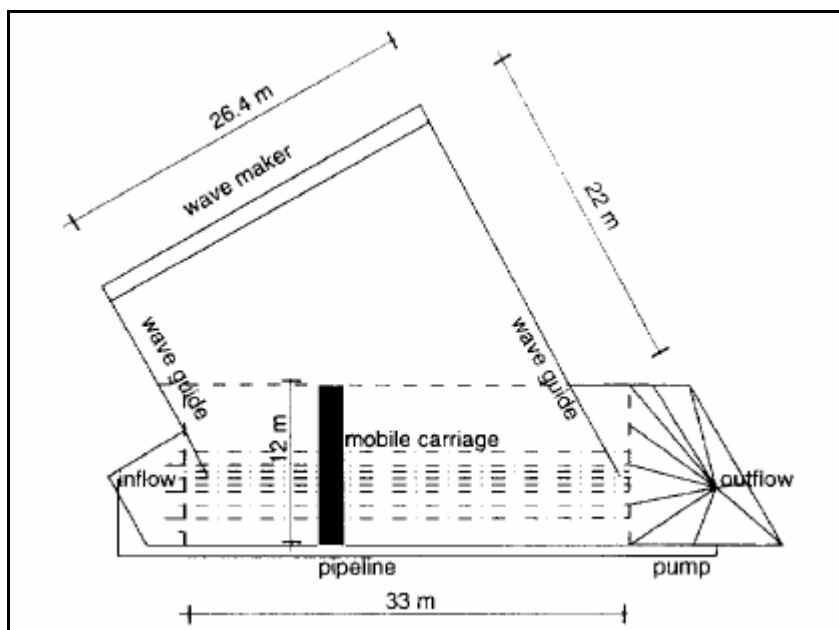


Figura I.13. *Layout del bacino: le linee tratteggiate indicano la posizione delle barre*

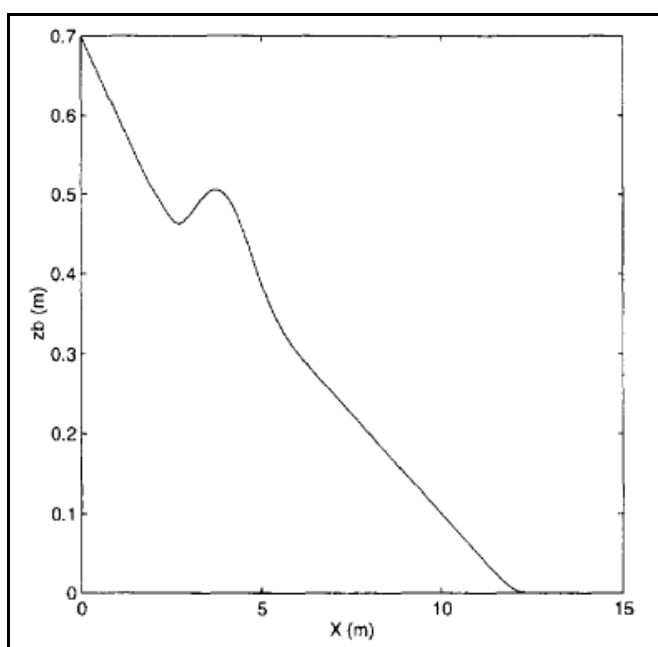


Figura I.14. *Profilo del fondo*

Le velocità furono misurate con otto misuratori elettromagnetici (EMF) montati su di un carroponte, ad una profondità pari ad un terzo del tirante; muovendo il carroponte parallelamente alla spiaggia fu possibile rilevare la variazione di velocità della corrente dal punto di immissione a quello di uscita. Per la misura dell'oscillazione del pelo libero furono utilizzate dieci sonde resistive

I risultati ottenuti dagli Autori hanno messo in evidenza che il valore più elevato della velocità si ha in corrispondenza della zona di massimo frangimento, ovvero sulla barra e in prossimità della *shoreline* (Figura II.15).

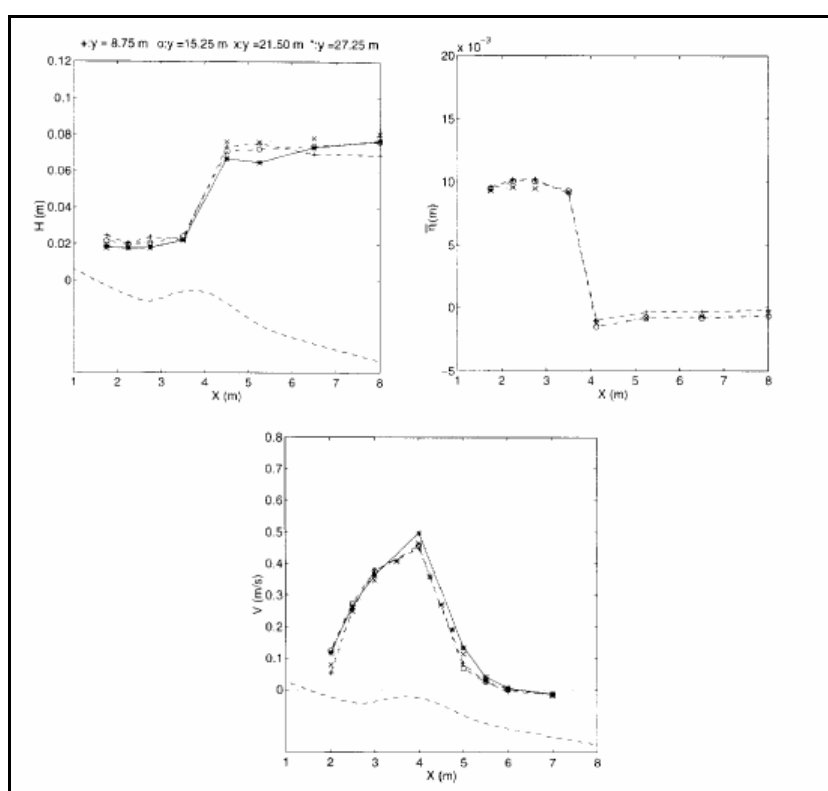


Figura I.15. *Profili cross-shore dell'altezza d'onda, set-up del livello medio dell'acqua e velocità della corrente longshore in quattro transetti*

Seabergh et al. (2001), nell'ambito del progetto di ricerca "Coastal Inlets Research Programm (CIRP)" gestito dal *Headquarters U.S. Army Corps of Engineers*, hanno studiato mediante prove di laboratorio, i fenomeni di diffrazione e rifrazione in prossimità di una foce fluviale. Le prove furono eseguite all'interno di un impianto sperimentale, *Idealized Inlet Facility (Seabergh)*, largo 46m, lungo

99m e profondo 0.60m, suddiviso in due bacini, baia e oceano, tra cui è stata interposta una foce fluviale (Figura I.16). Il fondo del bacino fu ricoperto con sabbia fine, utilizzata anche come tracciante per le misure.

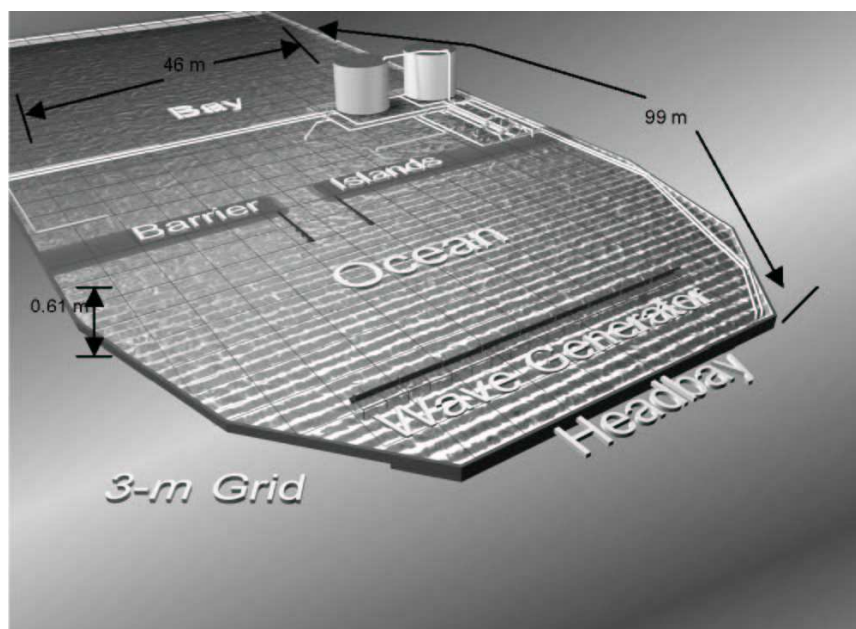


Figura I.16. *Idealized Inlet Facility* (Seabergh, 1999)

La foce è profonda, dal lato dell'oceano, 15.2cm ed ha una larghezza minima di circa 267cm (Figura I.17). Il generatore d'onda unidirezionale (Figura I.16) lungo 24.4m, posizionato dal lato opposto alla foce, è in grado di riprodurre onde regolari e random con diversi angoli di inclinazione (*long crested waves*). La riproduzione dei diversi angoli di attacco fu ottenuta facendo ruotare il generatore d'onda su di una cremagliera. Le altezze d'onda furono misurate con sonde elettriche capacitive, mentre le velocità con un *Son Tek 2D Acoustic Doppler Velocimeter* (ADV) in grado di restituire i valori della velocità nel piano (x, y). I velocimetri posizionati su opportuni sostegni, furono distanziati tra loro di 0.60m, così come le sonde di livello.

Più in particolare, gli Autori studiarono i fenomeni di diffrazione e rifrazione nei seguenti casi:

- presenza di una barriera *breakwater* disposta dal lato dell'oceano e parallelamente al generatore d'onda (**Structure 1**);

- presenza di un frangiflutto deviatore posizionato dal lato dell’oceano in prossimità della foce (**Structure 2**);
- presenza di correnti generate dal frangimento in assenza di strutture (**Structure 3**);
- presenza di frangiflutti paralleli alla foce, posizionati dal lato dell’oceano, e correnti generate dal frangimento (**Structure 4**).

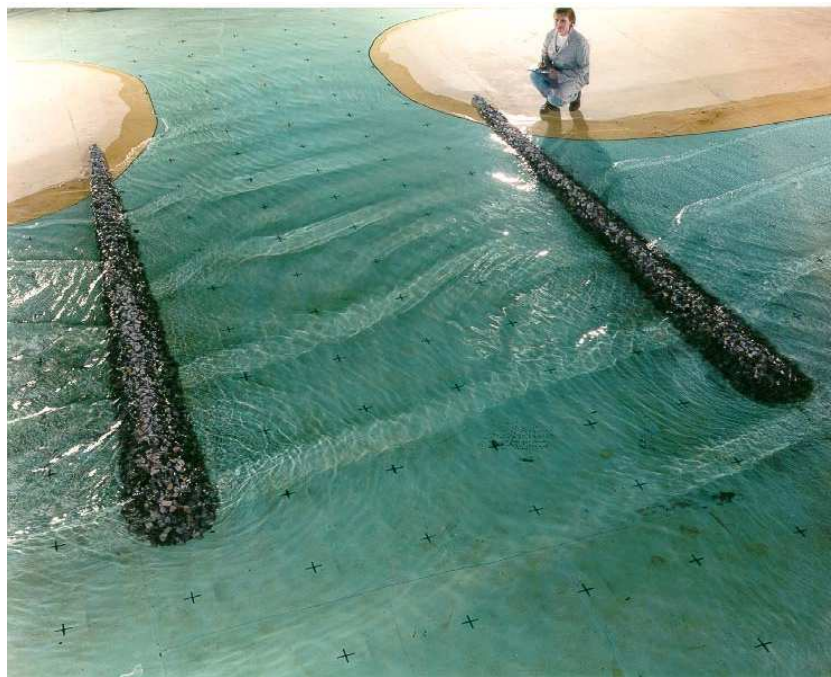


Figura I.17. Canale di ingresso allo foce (*Idealized Inlet Facility*)

Structure 1.

La struttura breakwater fu posizionata dal lato dell’oceano (Figura I.18 - I.19) su di un fondale con batimetria a pendenza costante; l’altezza e la direzione dell’onda furono misurate simultaneamente con sonde posizionate su 20 appoggi mobili e 10 fissi. Gli appoggi mobili furono sistemati a tergo della struttura, dal lato della baia e quelli fisse avanti alla barriera stessa dal lato del generatore. Insieme alle sonde furono posizionati due ADV per stimare la direzione dell’onda. Durante gli esperimenti fu riprodotta un’onda regolare con altezza $H=4.60\text{cm}$ e $T=0.80\text{s}$ e con angolo di inclinazione 0° e due onde irregolari caratterizzate da un’altezza H_s pari a 6.10cm e 4.60cm e periodo T_p rispettivamente pari a 0.80s e

1.60s con angolo di inclinazione pari a 0° . Le stesse onde furono riprodotte inclinando il generatore di 20° .

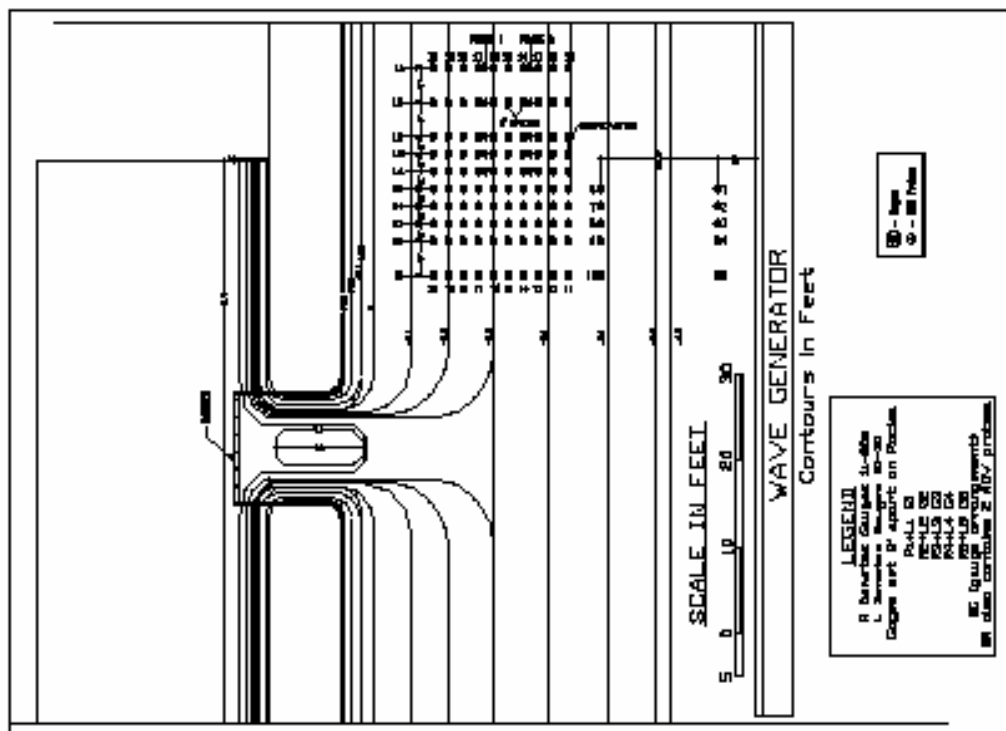


Figura I.18. *Structure 1. Disposizione della strumentazione di misura*

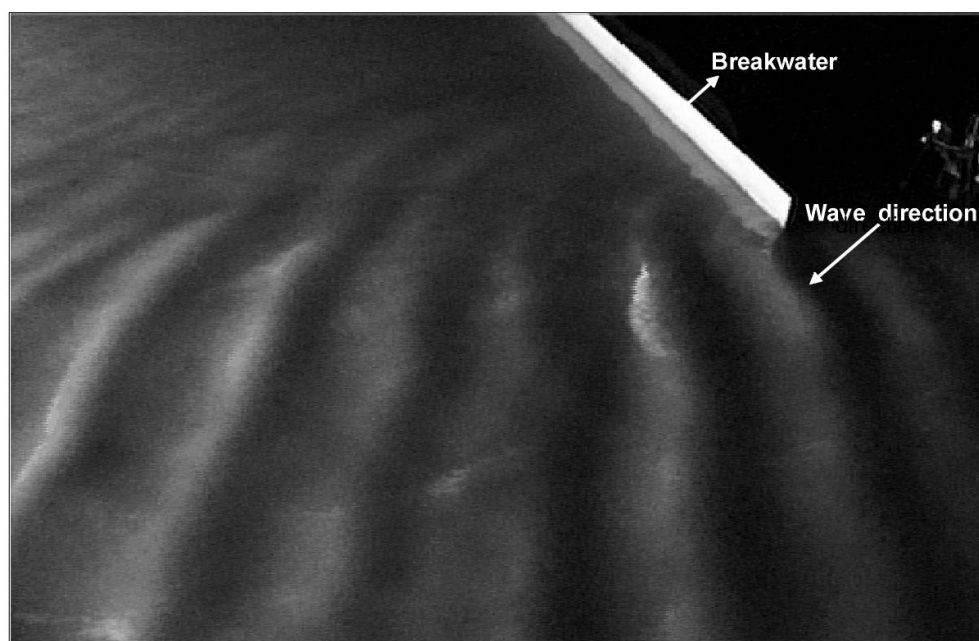


Figura I.19. *Structure 1. Onda irregolare $T_p=0.80$ s*

Structure 2.

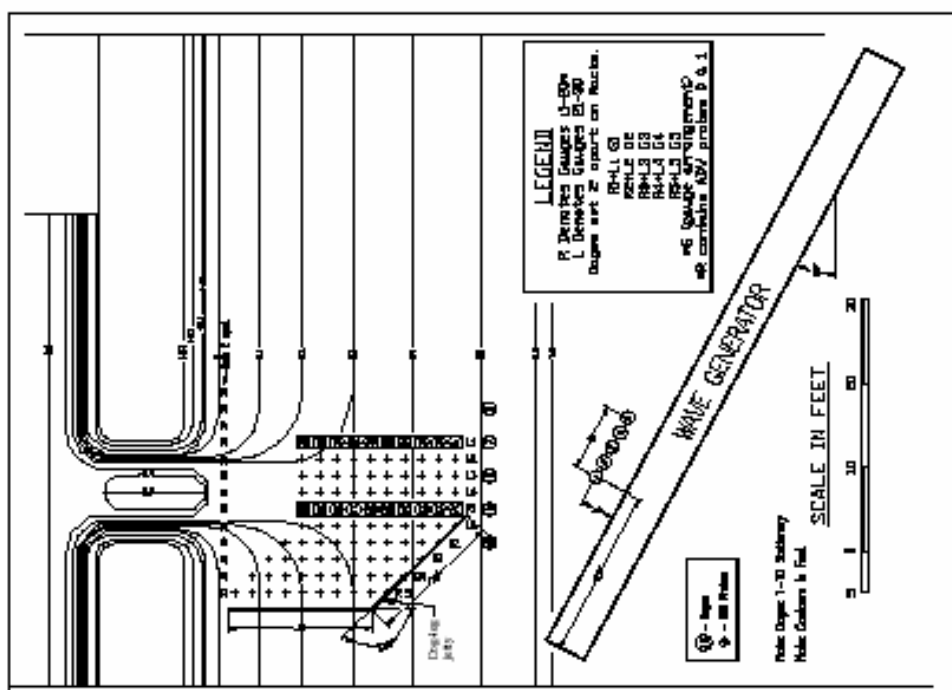


Figura I.20. Structure 2. Disposizione della strumentazione di misura

La configurazione della Structure 2, (Figura I.20 - I.21) prevede il posizionamento di un frangiflutto deviatore dal lato dell'oceano con il tratto terminale parallelo alla foce e la simulazione di condizioni ondose uguali a quelle della Structure 1. Anche in questo caso furono effettuate misure di altezze d'onda e velocità a tergo dell'opera in prossimità della foce.

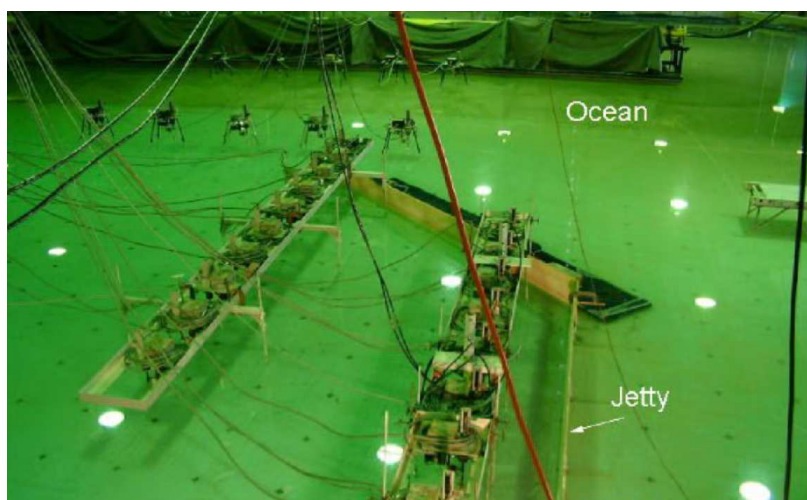


Figura I.21. Structure 2. Disposizione della strumentazione di misura

Structure 3.

La *Structure 3* (Figura I.22 - I.23) fu progettata invece per studiare il fenomeno di diffrazione all'imbocco della foce in assenza di strutture. Le sonde furono posizionate all'interno della baia con una configurazione analoga a quella della *Structure 1*. Furono effettuate prove in presenza di moto ondoso e corrente, riprodotta mediante un sistema di ricircolo che immette la corrente dall'oceano verso la baia. L'angolo di attacco del moto ondoso fu mantenuto pari a 0° .

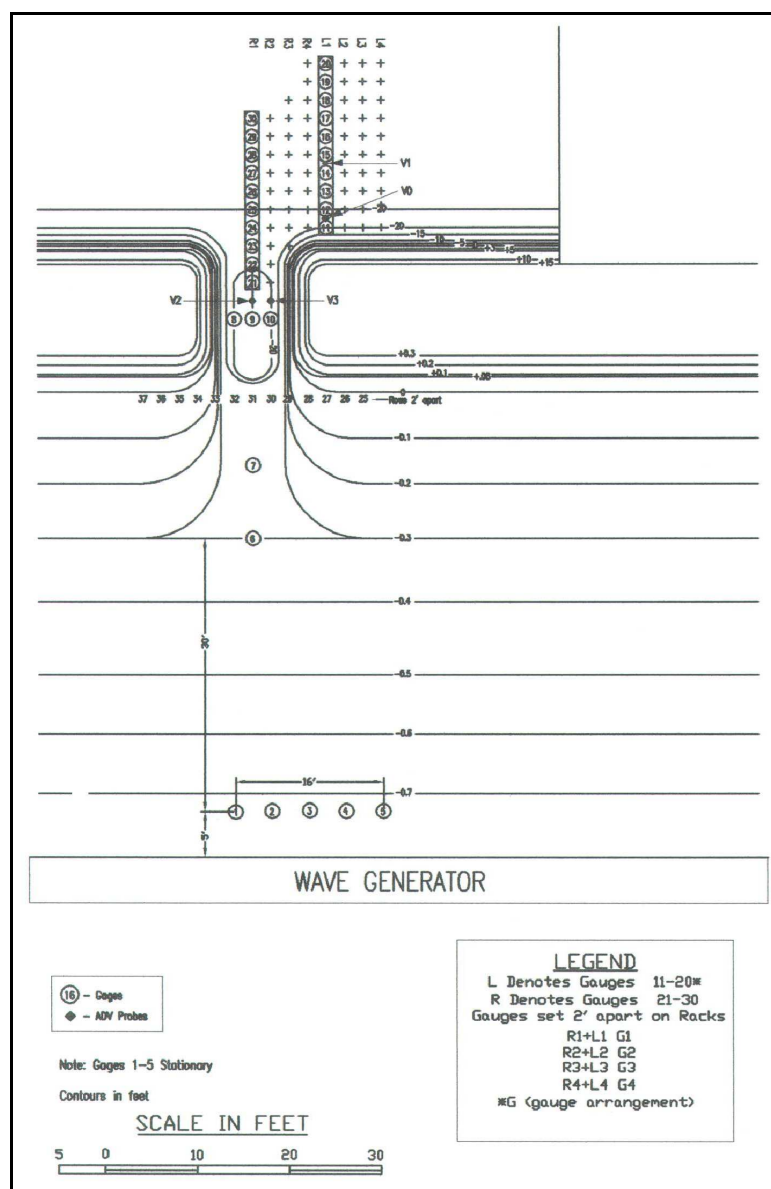


Figura I.22. *Structure 3*. Disposizione della strumentazione di misura

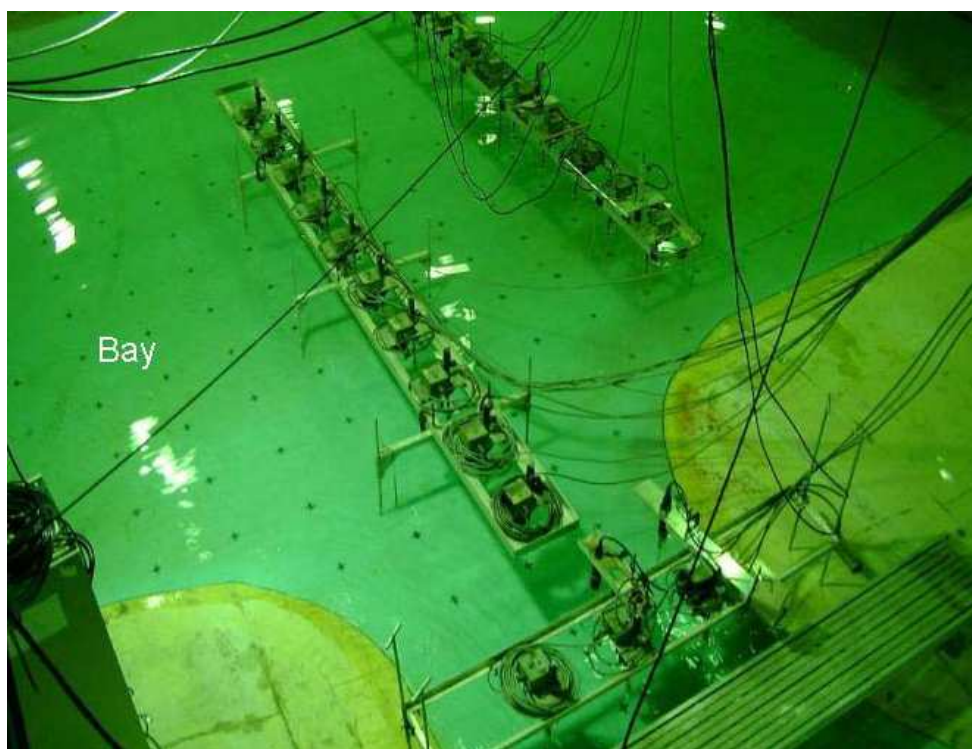


Figura I.23. *Structure 3. Strumentazione all'interno della baia*

Structure 4.

La configurazione della *Structure 4* (Figura I.24 - I.25) consisteva in due frangiflutti paralleli alla foce posti dal lato dell'oceano. Le misure di altezza d'onda e velocità furono effettuate dal lato della baia, mantenendo inalterata la disposizione della strumentazione rispetto ai casi precedenti. Furono effettuati quattro esperimenti, tre in assenza di corrente e presenza di onde regolari e irregolari con altezza rispettivamente pari a $H=4.6\text{cm}$ e periodo $T=0.8\text{s}$, $H_s=6.1\text{cm}$ $T_p=0.8\text{s}$ e $H_s=4.6\text{cm}$ $T_p=1.6\text{s}$ e uno in presenza di corrente e moto ondoso con altezza H_s pari a 4.6cm e periodo $T_p=1.6\text{s}$.

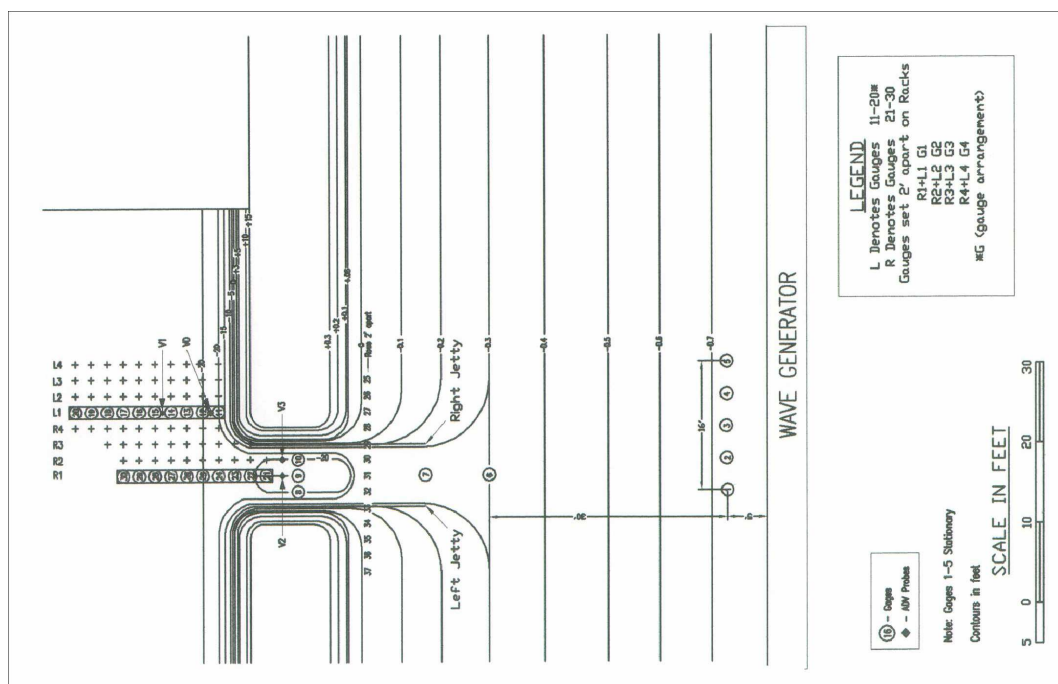


Figura I.24. Structure 4. Disposizione della strumentazione di misura

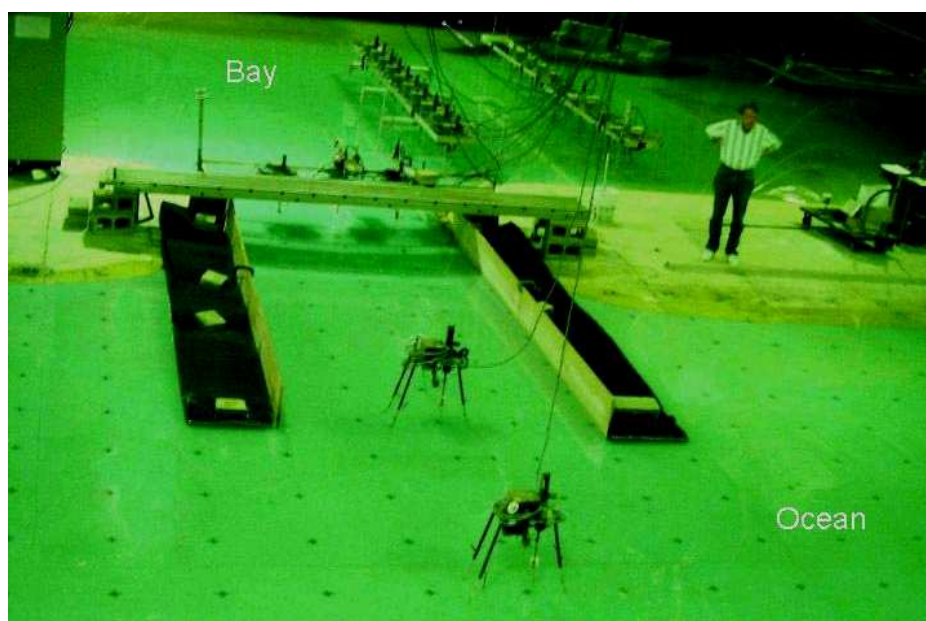


Figura I.25. Structure 4. Frangiflutti paralleli e strumentazione all'interno della baia

I risultati ottenuti dalle misure effettuate nei diversi esperimenti furono utilizzati dagli Autori per implementare e calibrare modelli numerici per lo studio di fenomeni di diffrazione e rifrazione in prossimità di una foce.

Seabergh et al. (2002), utilizzando l'installazione sperimentale *Idealized Inlet Facility* prima descritta (Figura I.16), indagarono i processi morfologici che avvengono in prossimità di una foce fluviale in presenza di onde e maree. I risultati ottenuti dagli esperimenti furono utilizzati per validare la formula proposta da O'Brien, con la quale è possibile stimare il prisma di marea, ovvero il volume di acqua che entra in una baia durante un ciclo di marea, in funzione della sezione minima trasversale all'imbocco della baia. Nell'installazione sperimentale, tra la baia e l'oceano, fu realizzata pertanto una foce in calcestruzzo, riempita di sabbia all'interno della quale fu scavato un canale di dimensioni prefissate che, durante la simulazione delle maree, tendeva ad allargarsi ed approfondirsi fino a raggiungere una condizione di equilibrio (Figura I.26). Raggiunta tale condizione, venivano simulate contemporaneamente la marea e le onde, con direzione parallela alla foce, fino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio in presenza delle due forzanti. In particolare furono riprodotte all'interno dell'oceano due maree, la prima caratterizzata da un periodo di 105', la seconda da un periodo di 26'. Le onde simulate, di tipo monocromatico, furono caratterizzate da un valore dell'altezza H pari a 3.00cm ed un periodo T di 1.00s. Gli esperimenti effettuati furono condotti utilizzando sabbia fine di diametro pari a 0.13mm e sabbia media di diametro pari a 0.26mm. Le misure dell'area del canale scavato furono riferite al livello medio di marea, che raggiunse un valore massimo di escursione pari a ± 1.52 cm.

Dalle prove effettuate gli Autori hanno osservato che, durante la marea con periodo di 105', la risalita del livello dell'acqua all'interno della baia è paragonabile a quella dell'oceano; tale risultato non si ha nel caso di marea con periodo di 26' a causa della breve durata dell'evento che non consente il riempimento della baia stessa. La diversa durata determina inoltre la formazione

di correnti di marea di diverse intensità che comportano, in prossimità della foce, variazioni morfologiche rilevanti.



Figura I.26. *Canale all'inizio delle prove*

Smith et al. (2002) utilizzando sempre l'*Idealized Inlet Facility* studiarono l'influenza di una corrente stazionaria su onde al frangimento, in presenza di frangiflutti paralleli alla foce, posizionati dal lato dell'oceano (Figura I.27). Le condizioni ondose riprodotte furono caratterizzate da un valore dell'altezza d'onda H_s pari a 3.7cm e 5.5cm e periodo di picco T_p pari rispettivamente a 0.7s e 1.4s, inclinate di 0° e 20° rispetto ai frangiflutti. La velocità della corrente riprodotta, misurata al centro del canale tra i due frangiflutti, raggiunse un valore massimo di 24cm/s. Per la misura delle caratteristiche ondose e della corrente furono utilizzate sonde di livello e velocimetri ad ultrasuoni posizionati in tre sezioni, lungo l'asse della foce e ad una distanza da questo di 1m, a destra e a sinistra (Figura I.27). Dalle misure effettuate gli Autori hanno osservato un incremento del fenomeno di shoaling e di frangimento in presenza della corrente, con uno spostamento del periodo di picco dell'onda pari al 16% in presenza di una corrente con velocità U pari a 24 cm/s e una maggiore dissipazione di energia per valori della frequenza più elevati (Figura I.28).

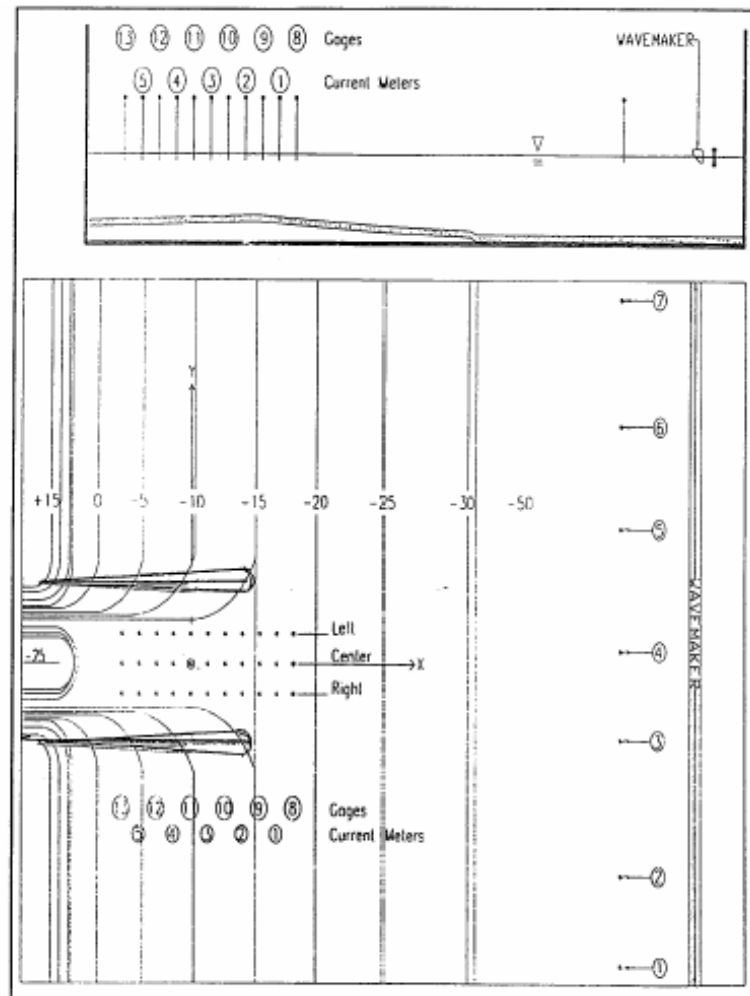


Figura I.27. Posizioni delle sonde e dei velocimetri

Utilizzando i dati ottenuti furono verificati diversi algoritmi per la previsione della dissipazione dell'energia di un'onda in prossimità del frangimento. In particolare Smith et al. verificarono le formule cosiddette “*Whitecapping*” (Komen, Hasselmann, e Hasselmann, 1984; Komen et al., 1994; Resio, 1987), le quali hanno restituito valori diversi della dissipazione rispetto a quelli ottenuti sperimentalmente dagli Autori. Il confronto con la formula proposta da Resio (1987) ha restituito invece valori pressoché coincidenti. Infine l'algoritmo proposto da Battjes e Janssen (1978) restituisce valori dell'altezza dell'onda confrontabili con quelli sperimentali ma non è in grado di predire il valore della dissipazione dell'energia (Figura I.29). Gli Autori conclusero quindi che un criterio di frangimento per valutare correttamente l'altezza d'onda e la

dissipazione di energia in presenza di una corrente deve tener conto della profondità relativa e della ripidità dell'onda; la prima è fondamentale nel caso di onde di lungo periodo mentre la seconda nel caso di onde con periodo più piccolo.

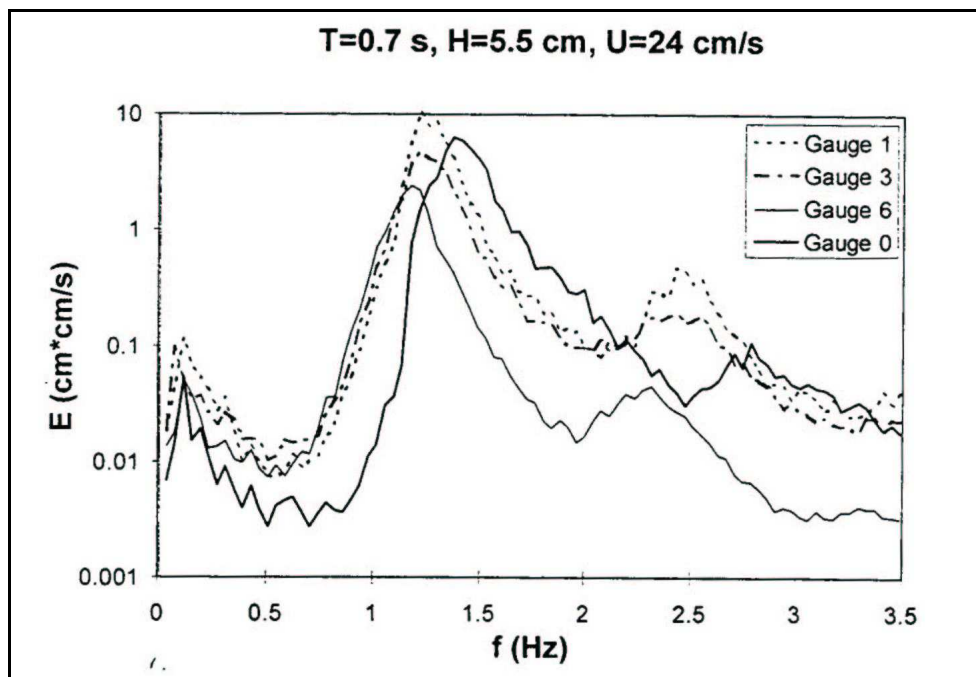


Figura I.28. Spettro con $H_m = 5.5$ cm, $T_o = 0.7$ s e $U = 24$ cm/s

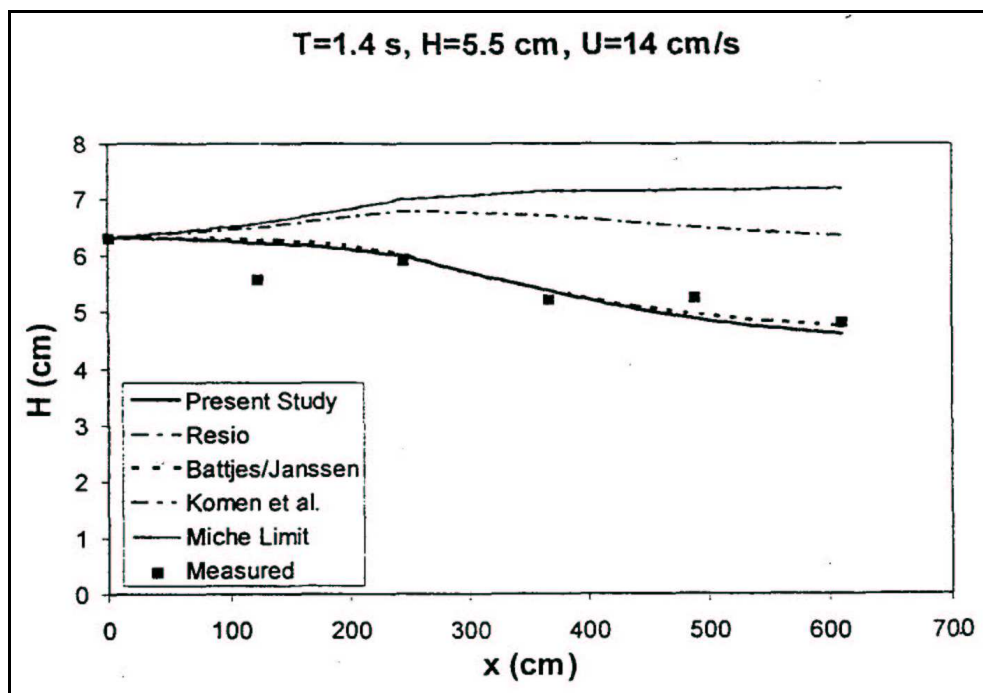


Figura I.29. $H_m = 5.5$ cm, $T_o = 0.7$ s e $U = 14$ cm/s

Studi in sito

Per quanto concerne gli studi in sito la maggior parte di quelli presenti in letteratura sono relativi a misure di correnti generate dal moto ondoso nella *surf zone* e *swash zone*. In particolare esistono diversi studi di campo effettuati nella *surf zone*, mentre sono in numero minore nella *swash zone*, in quanto risultano tecnicamente più difficili.

Schiffman (1965), Kirk (1971) e Beach e Sternberg (1991) effettuarono nella *swash zone* misure di campo su diverse spiagge, mentre Jago e Hardisty (1984) e Hardisty et al. (1984), misurarono sempre nella *swash zone* la velocità nella fase di risalita e ridiscesa delle onde.

Hughes et al. (1997) eseguirono una serie di misure di campo finalizzate alla determinazione del campo di moto e allo studio del fenomeno di trasporto dei sedimenti nella *swash zone*. L'indicatore principale dei cambiamenti morfologici in prossimità di una spiaggia è rappresentato, come è noto, dal cambiamento della pendenza della spiaggia stessa; pertanto le misure furono condotte presso la spiaggia di Palm Beach Sydney (Australia) caratterizzata da un primo tratto a pendenza pari a $\beta=0.12$ e da un secondo tratto a pendenza pari a $\beta=0.01$, con sabbia avente diametro pari a 0.3mm (Figura I.30).

Le onde raggiungevano la spiaggia parallelamente alla linea di riva ed erano caratterizzate da un valore dell'altezza al frangimento pari a 0.5m ed un periodo di 10s; il frangimento era di tipo *spilling*.

Il misuratore di portata fu posizionato ad una distanza dal fondo pari a 1cm, mentre il carico di sedimenti, in sospensione e sul fondo, trasportato da ogni evento ondoso nella fase di risalita (circa 35 eventi), fu misurato utilizzando una gabbia avente un'apertura larga 0.1m e alta 0.5m.

La sabbia intrappolata fu lavata, asciugata e pesata in laboratorio; la densità della sabbia risultò pari a 2650kg/m^3 e quella dell'acqua pari a 1028kg/m^3 .

Hughes et al. (1997) osservarono che il profilo della spiaggia si accresceva verso terra di circa 1cm, con un incremento nel volume di sedimenti di 0.1m^3 per unità

di larghezza di spiaggia; tale accrescimento avveniva gradualmente durante il succedersi degli eventi ondosi.

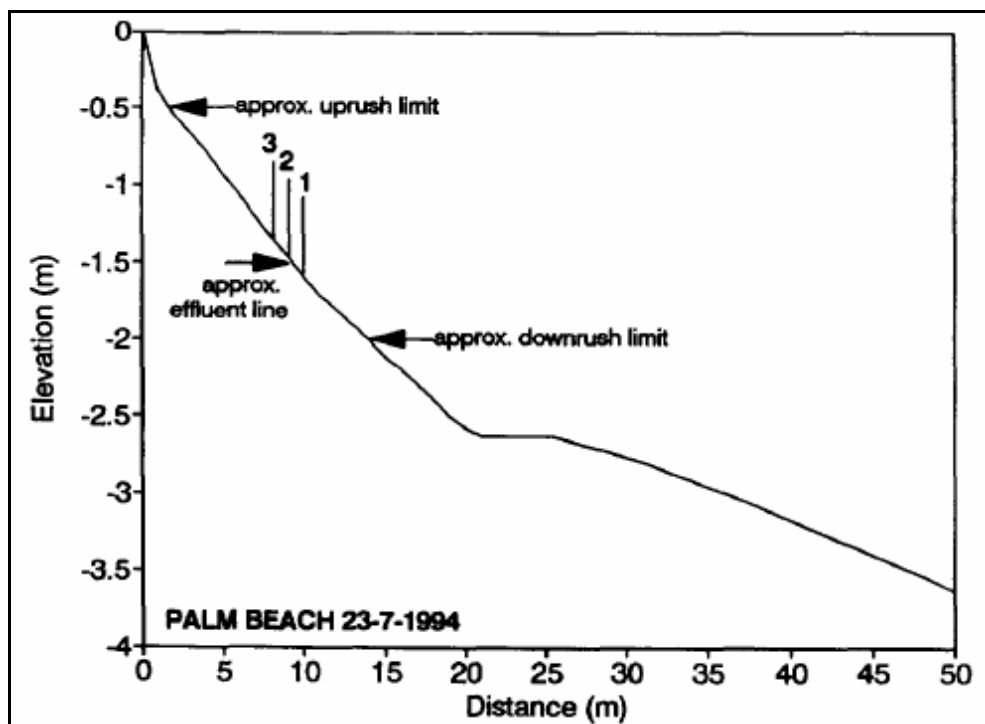


Figura I.30. *Profilo della spiaggia e stazioni di misura nella swash zone*

La velocità massima misurata fu di circa 5.11m/s; tale valore che risultò agli autori piuttosto elevato fu confermato da altre misure effettuate precedentemente da Masselink e Hughes nel 1996. Il volume dei sedimenti accumulato risultò concorde con quello valutato mediante modelli numerici forniti da Bagnold (1963) e da Wilson (1987).

Wolf e Prandle (1999), utilizzando i dati di campo ottenuti dal progetto SCAWVEX, studiarono il fenomeno di interazione onde e correnti.

In particolare i dati acquisiti nel progetto SCAWVEX furono rilevati nel Mare del Nord in prossimità della *nearshore*. Tale progetto era incentrato sulla taratura del *HF radar*, delle boe Datawell Directional Waverider e misuratori di pressione.

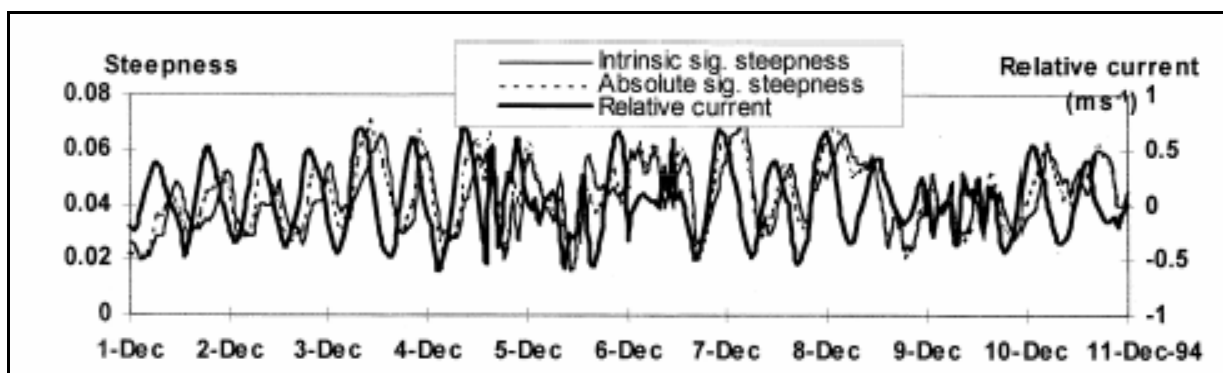


Figura I.31. *Ripidità dell'onda e corrente relativa*

Le onde misurate erano caratterizzate da una frequenza variabile tra 0.1 e 0.5Hz.

Wolf e Prandle, dai dati di campo a disposizione, hanno tratto le seguenti considerazioni:

- (i). la presenza delle onde determina una diminuzione dell'ampiezza della corrente, risultato concorde con quello già ottenuto da Grant e Madsen nel 1979 e da Christoffersen e Jonsson nel 1985;
- (ii). la variazione della direzione dell'onda alle alte frequenze dipende dal fenomeno della rifrazione; l'effetto di massima rotazione si ha quando la corrente e l'onda formano un angolo di 45° .

Bayram et al. (2001), utilizzando i dati ottenuti da indagini in sito eseguite presso le spiagge del North Caroline da Kraus et al. (1989), Rosati et al. (1990) e da Miller (1999), verificarono le formule presenti in letteratura per il calcolo del trasporto di fondo e in sospensione. In particolare le formule verificate sono quelle proposte da Bijker (1967, 1971), Engelund e Hansen (1967), Ackers e White (1973), Bailard e Inman (1981), Van Rijn (1984) e Watanabe (1992) con cui è possibile stimare il trasporto netto medio di sedimenti.

In particolare Kraus et al. nell'indagine in sito utilizzarono delle gabbie per la misura della quantità di sedimenti trasportati *longshore* nella surf zone, durante otto eventi ondosi (DUCK). Le misure di altezze d'onda e periodo furono effettuate utilizzando il metodo del *photopole* descritto da Ebersole e Hughes (1989). L'altezza d'onda H_{rms} misurata assumeva valori variabili tra 0.4m-0.5m e il periodo di picco valori compresi tra 9s e 12s. Successivamente nel 1990 gli

Autori effettuarono ulteriori prove (SUPERDUCK), tra il mese di settembre e quello di ottobre. Le condizioni ondose furono caratterizzate da onde di tipo *swell* con altezza compresa tra 0.3m-1.6m e con periodo T_p variabile fra 6s-13s. Le prove SANDYDUCK (Miller,1999) furono eseguite in presenza di condizioni ondose prevalentemente di tempesta; i rilievi furono effettuati con un sistema SIS che permise di misurare le onde, le velocità e la concentrazione dei sedimenti.

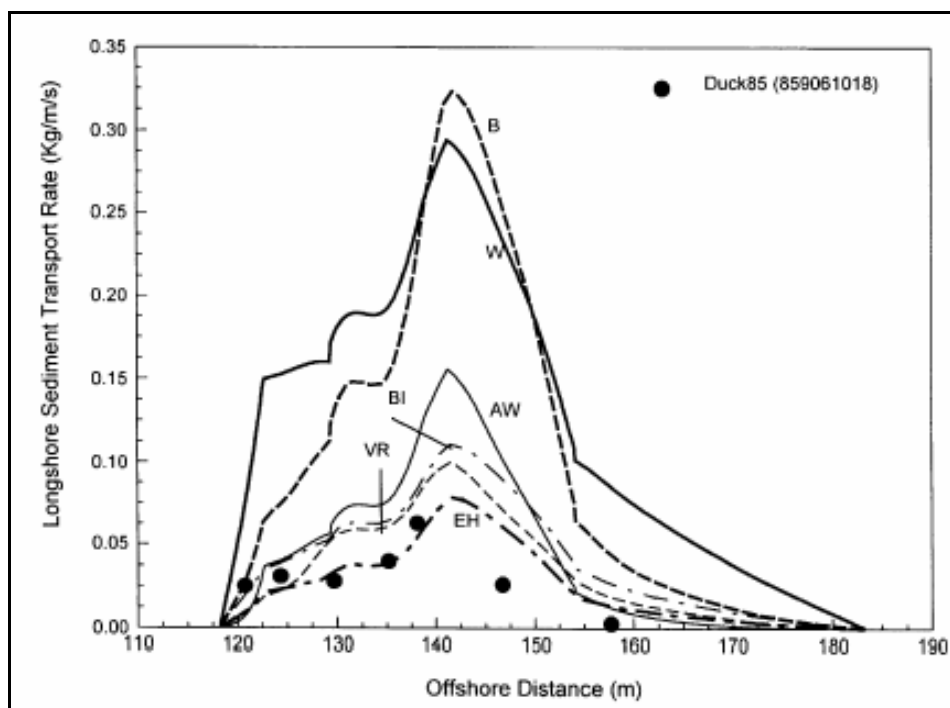


Figura I.31. Confronto fra le misure in campo e le sei formule

Bayram et al. evidenziarono dall'analisi dei dati di campo a disposizione, una buona coincidenza tra le misure (DUCK, SUPERDUCK e SANDYDUCK) e i valori ottenuti dalle formule analizzate, sottolineando però che in tali formule si tiene conto solo delle onde di tipo regolare e non si considerano gli effetti dovuti al frangimento (Figura I.31).

Studi numerici

Agli inizi degli anni '80, nell'ambito della ricerca Po – AcquAgricolturaAmbiente (1990) promossa dal Ministero dell'Agricoltura e dal Consorzio per il Canale

Emiliano Romagnolo, è stato sviluppato un modello matematico per valutare l'evoluzione altimetrica dell'alveo del Po.

Il modello, basato sull'ipotesi di corrente unidimensionale, valuta il trasporto solido sulla base della variazione nello spazio e nel tempo della quota del fondo dell'alveo sul livello del medio mare.

Tale spostamento, legato necessariamente alla variazione della portata liquida e della quota di superficie libera della corrente, può essere ottenuto risolvendo un sistema di tre equazioni che esprimono per ogni tronco elementare e per ogni intervallo di tempo:

- il principio del bilancio del flusso della quantità di moto applicato alla corrente liquida;
- il principio della conservazione della massa applicata ancora alla corrente liquida;
- il principio della conservazione della massa applicata ai sedimenti.

Tali equazioni si scrivono in forma differenziale nel seguente modo:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{\Omega} \right) + g\Omega \frac{\partial h}{\partial x} + g\Omega S_f = 0$$

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0$$

$$\gamma_{as} b \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} - q_s = 0$$

con:

- x (ascissa) e t (tempo) variabili indipendenti;
- Q la portata liquida convogliata all'interno dell'alveo attivo (m^3/s);
- H la quota della superficie libera sul livello del medio mare (m);
- Ω l'area della sezione liquida (m^2);
- g l'accelerazione di gravità (m/s^2);
- $S_f = \frac{\tau_0}{\gamma R}$ la pendenza d'attrito locale (τ_0 tensione media al fondo della sezione, γ peso specifico del fluido, R raggio idraulico);

- q la somma algebrica delle portate scambiate per unità di lunghezza della corrente fra l'alveo attivo ed i corpi idrici laterali (golene, affluenti, ecc.);
- γ_{as} il peso specifico apparente dei sedimenti (kg/m^3);
- b la larghezza media locale della corrente (m);
- z la quota del fondo (punto più basso della sezione) sul livello del medio mare (m);
- Q_s la portata solida totale (nell'alveo attivo), in peso secco, dei sedimenti dell'alveo;
- q_s la portata solida, in peso secco, scambiata dall'alveo attivo con l'esterno per unità di lunghezza del tronco (kg/sm)

La soluzione completa del sistema è ottenibile solo per via numerica e necessita della conoscenza dei seguenti elementi:

- le caratteristiche geometriche delle sezioni trasversali del corso d'acqua e dei suoi affluenti principali, per questi ultimi limitatamente alle aste terminali;
- le caratteristiche granulometriche dei sedimenti in alveo;
- i valori della portata media giornaliera degli affluenti;
- il valore del trasporto solido alla sezione di ingresso ed alla confluenza degli affluenti (tale grandezza viene generalmente dedotta mediante relazioni matematiche sulla base della portata liquida);
- il valore del volume dei sedimenti scambiati dal corso d'acqua con l'esterno;
- la scala di deflusso alla sezione di chiusura del tratto schematizzato.

Appare del tutto evidente come la mole di dati necessari per la soluzione del problema sia attualmente proponibile solo per un corso d'acqua come il Po, il cui monitoraggio ha una tradizione ormai più che centenaria.

Nel lavoro di aggiornamento del Piano della costa, condotto dall'Idroser per conto della Regione Emilia Romagna (1990), il problema della stima del trasporto solido fluviale è stato affrontato con l'obiettivo di valutare gli effetti del blocco quasi totale delle escavazioni di materiale inerti dagli alvei dei fiumi appenninici e della progressiva riduzione, fino all'annullamento, delle concessioni per

l'escavazione di inerti sul Po. Lo studio è stato condotto ovviamente distinguendo tra i fiumi romagnoli dal Reno al Conca da una parte ed il Po dall'altra.

Tralasciando l'analisi relativa al Po, di particolare interesse è l'approccio al problema utilizzato per i fiumi appenninici.

La metodologia utilizzata può essere distinta in due parti: la prima utilizza un metodo di "regionalizzazione" e permette di ottenere l'andamento, nel corso degli anni, del trasporto in sospensione e al fondo all'uscita dei bacini montani; la seconda, tenendo conto delle modificazioni intervenute nel tratto vallivi, serve per il trasferimento del materiale fino al mare ed utilizza un modello definito del "serbatoio i sedimenti", in grado di tenere conto delle modificazioni per attività antropiche.

Lo sviluppo analitico della prima parte dello studio si basa sull'elaborazione di dati rilevati in venti stazioni sia idrometriche che torbiometriche del Servizio Idrografico ubicate nei bacini dal Trebbio al Savio, caratterizzate da condizioni idrografiche e geomorfologiche non troppi difforni rispetto a quelle in studio e da serie storiche di sufficiente lunghezza.

Il risultato di questa prima parte dello studio è la stima del deflusso solido medio totale ed al fondo alla chiusura dei bacini montani, su un arco temporale dal 1950 al 2015.

Questo dato rappresenta l'elemento di input per l'equazione di bilancio che viene applicata nel tratto di valle, e che si scrive nel seguente modo:

$$Q_m(T) = Q_{m \max} \cdot \left[a + (1-a) \left(1 - \frac{1}{e^{2kV(T)}} \right) \right] \Lambda \quad \text{per } K V(T) \geq 0$$

$$Q_m(T) = Q_{m \max} \cdot \left[\frac{a}{e^{2k|V(T)|}} \right] \Lambda \quad \text{per } K V(T) < 0$$

dove:

- Q_m l'apporto solido al mare;
- $Q_{m \max}$ il massimo apporto solido al mare;
- V il volume del serbatoio dei sedimenti;
- k il coefficiente diverso per le due frazioni, in sospensione ed al fondo, funzione delle caratteristiche del corso d'acqua considerato.

ed in cui la funzione $V(T)$ è data da:

$$V(T) = V(T - 1) + Q_s(T) - Q_m(T - 1) - Q_e(T)$$

dove

- T l'anno;
- Q_s l'apporto solido di monte;
- Q_m la portata solida che defluisce a mare calcolata nella base del volume relativo all'anno precedente;
- Q_e il prelievo per escavazioni.

Il modello del “serbatoio dei sedimenti”, applicato nella seconda parte dello studio, valuta il trasferimento a mare del materiale solido giunto nella zona di pianura, tenendo conto delle caratteristiche fisiche del corso d'acqua, dei quantitativi in arrivo da monte, dei volumi estratti per escavazioni e della presenza di infrastrutture trasversali e longitudinali che condizionano pesantemente la naturale evoluzione del letto dell'alveo.

La mancanza di alcuni dati, quali la quantità di materiale intercettata dalle opere fluviali, ha richiesto che questi venissero stimati mediante considerazioni qualitative, pena la non applicabilità del modello.

Sulla base di queste considerazioni lo studio fornisce, per ogni corso d'acqua, una stima dell'apporto di fondo utile a mare in migliaia di metri cubi annui nell'arco temporale 1980 – 2000.

Uno studio per la stima del trasporto dei sedimenti ad opera del moto ondoso, mediante modello numerico, è quello effettuato da Di Natale et al. nel 1998. Il modello numerico messo a punto permette di valutare il trasporto dei sedimenti per una generica condizione morfologica del fondo o geometria della linea di riva per qualunque pendenza e diametro dei sedimenti.

In particolare esso consiste di due moduli:

- un modulo idrodinamico;
- un modulo del trasporto dei sedimenti.

Nel primo è utilizzata l'equazione di continuità 2DH e l'equazione del momento, in cui le componenti di velocità U e V sono mediate nel periodo T dell'onda e lungo la verticale. Le equazioni costitutive del modello proposto, con le quali è possibile stimare le componenti di velocità di un campo di moto stazionario, sono le seguenti:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = 0$$

$$\frac{dU}{dt} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho H} - \frac{1}{\rho H} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right)$$

$$\frac{dV}{dt} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho H} - \frac{1}{\rho H} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right)$$

In particolare per tener conto del fenomeno della rifrazione, gli Autori hanno introdotto l'equazione irrotazionale del numero d'onda e la conservazione del flusso di energia.

La soluzione numerica del modulo idrodinamico è stata ottenuta attraverso uno schema alle differenze finite.

Nel secondo modulo, attraverso cui è possibile stimare il trasporto dei sedimenti, è stata utilizzata la teoria di Mayer e Peter Muller assumendo l'ipotesi di flusso stazionario.

Per validare i risultati ottenuti dal modello numerico, Di Natale et al. hanno confrontato i valori ottenuti con quelli ricavati da alcune formule presenti in letteratura. Dal confronto effettuato è stato osservato che la formula del CERC (1984) sovrastima la quantità di sedimenti trasportati, quella di Swart (1976), nella quale la quantità trasportata dipende dal diametro d_{50} , fornisce risultati alquanto differenti, mentre quella di Kamphius (1991) è in accordo con il modello proposto (Figura I.32).

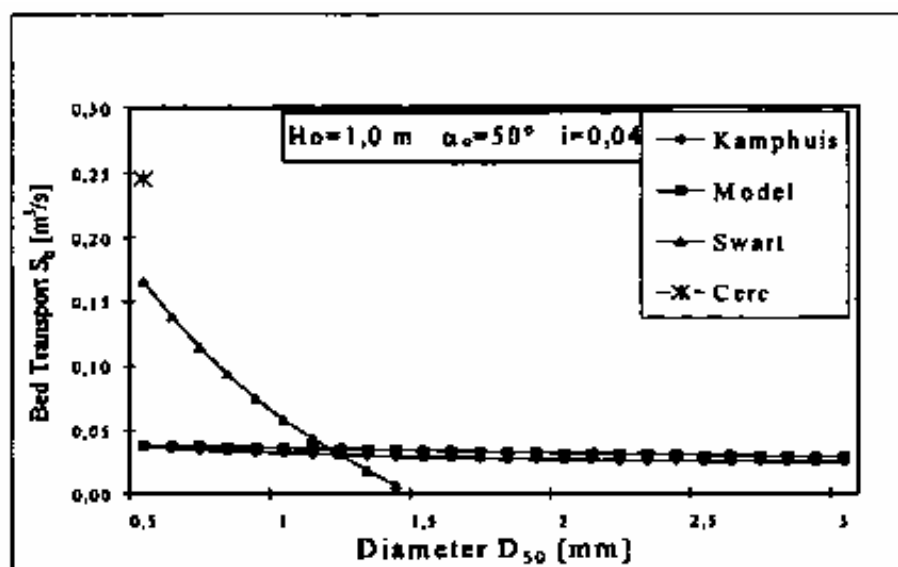


Figura I.32. Confronto fra i risultati dei diversi modelli

Sempre Di Natale et al. nel 2000 hanno messo a punto un modello numerico per valutare i processi di morfologia costiera nei pressi di una foce fluviale. Con tale modello è possibile determinare l'idrodinamica in presenza di corrente e moto ondoso, stimare la quantità di materiale trasportato e valutare i processi di erosione e accrescimento. In particolare il modello è strutturato in tre moduli:

- modulo idrodinamico;
- modulo di trasporto
- modulo di morfodinamica costiera.

Nel primo modulo è stato utilizzato un modello 2DH, le equazioni di continuità e del moto, mediate lungo la verticale nell'ipotesi di *shallow water*; tali ipotesi consente di tener conto solo delle componenti orizzontali delle velocità e di trascurarne la variazione lungo la verticale.

Il modello proposto è stato applicato ad un caso esemplificativo in cui la linea di riva è caratterizzata da un andamento rettilineo, da una pendenza del fondale costante e da sedimenti aventi diametro $d_{50} = 0.005m$. Le simulazioni numeriche, relativamente al caso in esame, sono state effettuate nei seguenti casi:

- assenza di correnti *longshore* e presenza di una portata fluviale con velocità $0.5m/s$ e durata di 48 hrs;

- B. presenza di una corrente *longshore* dovuta al moto ondoso di altezza $H_0=2.0\text{m}$ e angolo di incidenza $\alpha_0=45^\circ$, e di una portata fluviale con velocità di 0.5m/s e durata di 48hrs;
- C. presenza di una portata fluviale con velocità variabile e corrente *longshore* generata da onde di altezza pari a 5.0m .

Alla fine della prima simulazione (caso A), gli Autori hanno osservato la formazione di una barra in prossimità della foce fluviale, che si sposta, in presenza delle onde e portate (caso B) seguendo la direzione delle correnti. In presenza di portata variabile e correnti (caso C) la formazione della barra e le relative variazioni morfologiche dipendono dal prevalere di una delle due forzanti.

CAPITOLO II

INSTALLAZIONE SPERIMENTALE

L'indagine sperimentale finalizzata allo studio dei processi di morfodinamica costiera in prossimità di una foce fluviale è stata effettuata presso il laboratorio di Idraulica della Facoltà di Ingegneria della Seconda Università di Napoli (SUN). Con riferimento allo schema di Figura II.1 e II.2, l'impianto sperimentale risulta essere composto dalle seguenti parti:

- vasca ondogena e sistema per la generazione del moto ondoso;
- circuito idraulico per la simulazione della foce;
- strumentazione di misura.

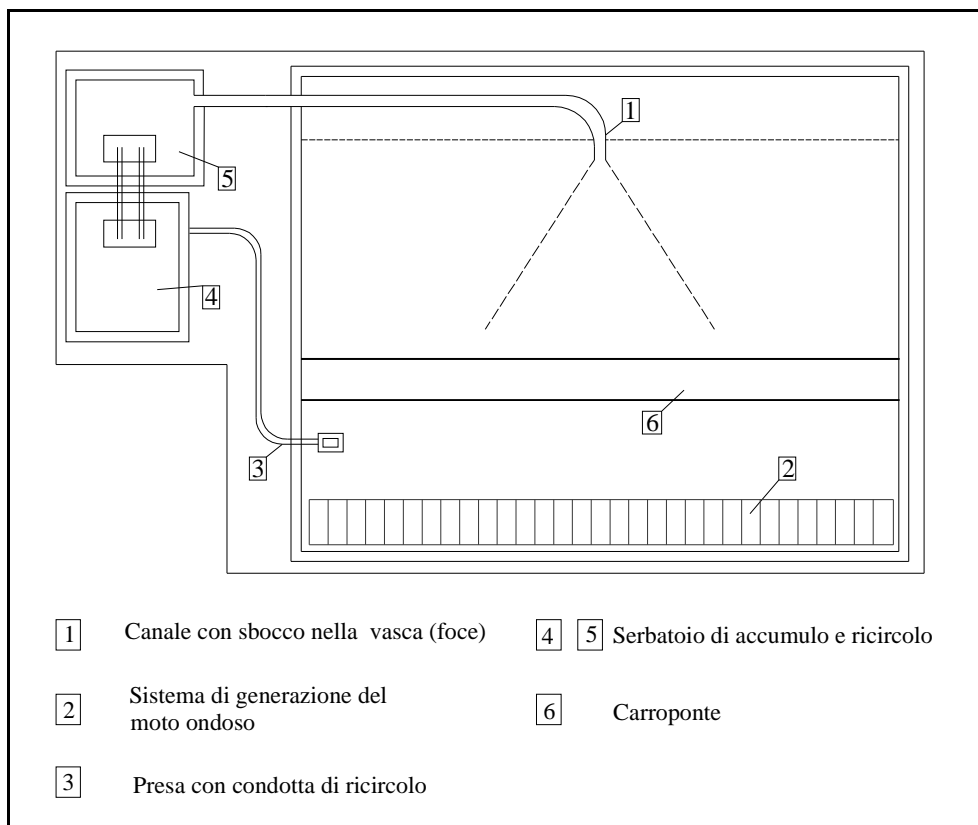


Figura II.1. Schema dell'installazione sperimentale (planimetria)

II.1 VASCA ONDOGENA E SISTEMA PER LA GENERAZIONE DEL MOTO ONDOSI

La vasca ondogena (Figura II.2) realizzata a sezione rettangolare ha dimensioni di 15.70m x 12.45m x 1.00m, con un fondo a pendenza costante 1:20 per un tratto di lunghezza pari a 10m. Detta vasca è munita di un pozzetto di scarico di dimensioni 1.10m x 1.10m x 0.75m, coperto da una griglia che ha la funzione di non arrecare disturbo al passaggio delle onde incidenti.



Figura II.2. *Schema dell'installazione sperimentale (vista di insieme)*

Sul fondo della vasca, è stato disposto uno strato di sabbia di diametro $d_{50}=0.2\text{mm}$ dello spessore di 0.14m e con pendenza costante pari a $i_0=0.05$.

La generazione del moto ondoso 2-3D avviene mediante l'impiego di 30 battitori a pale, azionati da motori elettrici passo-passo del tipo brushless IP656 3Nm–3000rpm-2000W (potenza di picco). Il sistema utilizzato nella installazione sperimentale è del tipo piston type (Figura II.3).

Per la generazione del moto ondoso è stato utilizzato il metodo deterministico delle fasi casuali (Christensen, 1995). Come è noto con tale metodo i treni d'onda sono generati combinando uno spettro discretizzato in un numero finito di componenti con un corrispondente numero di fasi casuali, ottenute da un generatore di numeri random.



Figura II.3. *Generatore di tipo piston type (SUN)*

La serie temporale relativa allo spettro d'onda è ottenuta mediante l'inversa della trasformata di Fourier. Più in particolare la procedura per la definizione del treno d'onde da generare può essere così schematizzata:

- si definisce lo spettro di energia dell'onda $S_{\eta}(\omega)$ rappresentato da distribuzioni spettrali standard, quale ad esempio quella di JONSWAP;
- si sceglie la frequenza di campionamento del segnale cioè l'intervallo di tempo Δt che intercorre fra un campionamento e quello successivo, che è data dalla relazione:

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{N\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

dove N è il doppio del numero delle componenti armoniche della serie di Fourier in cui viene discretizzato lo spettro;

- si calcola lo spettro discreto di energia dell'onda $\sigma_\eta^2(\omega)$, secondo la relazione:

$$\sigma_\eta^2(\omega_i) = S_\eta(i\Delta\omega)\Delta\omega \quad (\text{II.2})$$

- si determina, in base alla funzione di Biesel (1954), lo spettro discreto di spostamento delle pale $\sigma_x^2(\omega)$ pari a:

$$\sigma_x^2(\omega_i) = \frac{\sigma_\eta^2(\omega_i)}{\frac{2(\cosh 2k_i h - 1)}{\sinh 2k_i h + 2k_i h}} \quad (\text{II.3})$$

ricordando che h è il fondale e k_i il numero d'onda dell'armonica di frequenza ω_i ;

- si determinano le N fasi casuali $\varphi(\omega_i)$ uniformemente distribuite nell'intervallo $0 \leq \theta_n \leq 2\pi$, e si attribuiscono ai coefficienti di Fourier i valori:

$$A(\omega_i) = \frac{\sigma_x(\omega_i)}{\sqrt{2}} \cos[\varphi(\omega_i)] \quad (\text{II.4})$$

$$B(\omega_i) = \frac{\sigma_x(\omega_i)}{\sqrt{2}} \sin[\varphi(\omega_i)] \quad (\text{II.5})$$

- si applica l'antitrasformata di Fourier \mathfrak{Z}^{-1} alle (II.4) e (II.5) ottenendo il segnale di spostamento della pala $x(t)$, che produrrà il desiderato treno di onda $\eta(t)$:

$$x(t) = \mathfrak{Z}^{-1}[A(\omega), B(\omega)] \quad (\text{II.6})$$

Nel caso di onde oblique o onde multidirezionali, come quelle presenti in natura, caratterizzate da un'energia distribuita su diverse direzioni e frequenze, per descrivere tale distribuzione si introducono spettri d'onda direzionali

$S_\eta(\omega, \vartheta) = S_\eta(\omega) \cdot D(\vartheta)$ pari al prodotto fra la distribuzione in frequenza $S_\eta(\omega)$ e quella in direzione $D(\vartheta)$, che deve soddisfare la seguente condizione:

$$\int_{-\pi}^{\pi} D(\vartheta) d\vartheta = 1 \quad (\text{II.7})$$

Come nel caso della generazione delle onde unidirezionali, il metodo utilizzato per la generazione di onde oblique e multidirezionali è quello deterministico basato sulle fasi casuali.

In tale metodo si utilizza sostanzialmente la metodologia descritta per il caso di onde unidirezionali ed il segnale generato è esprimibile come una doppia sommatoria con indici i, j che variano rispettivamente sul numero discreto di armoniche e sul numero di direzioni:

$$\eta(x, y, t) = \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I A_{i,j} \cos\{\omega_i t - k_i [x \cos(\vartheta + \theta_j) + y \sin(\vartheta + \theta_j)] + \alpha_{ij}\} \quad (\text{II.8})$$

ove $\alpha_{i,j}$ sono le fasi casuali e $A_{i,j}$ le ampiezze delle oscillazioni armoniche ottenute in accordo alla relazione:

$$A_{i,j} = \sqrt{2\sigma_\eta^2(\omega_i) D(\theta_j) \Delta\omega \Delta\theta} \quad (\text{II.9})$$

Sulla base di quanto detto le N pale costituenti il generatore d'onda dovranno essere mosse in accordo alla seguente espressione:

$$x_n(t) = \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I \frac{A_{i,j} \cos(\vartheta + \theta_i)}{K_f(\omega_i)} \cos\{\omega_i t - k_i [ny \sin(\vartheta + \theta_j)] + \alpha_{ij}\} \quad n = 1 \text{K} N \quad (\text{II.10})$$

dove y rappresenta la larghezza della singola pala e $K_f(\omega_i)$ rappresenta la relazione di Biesel nel caso di onde oblique e multidirezionali.

II.2 CIRCUITO IDRAULICO PER LA SIMULAZIONE DELLA FOCE

Il circuito idraulico per la simulazione della foce è costituito da un serbatoio di alimentazione (Figura II.1), di dimensioni 2.40m x 1.20m x 2.80m, il quale ha lo scopo di determinare un adeguato volume di invaso per alimentare l'intero circuito e mantenere fissa la quota idraulica iniziale del sistema. Nel serbatoio

sono alloggiare due pompe sommerse in grado di sollevare una portata variabile tra 2-60l/s. Tale portata è immessa in un cassone di alimentazione mediante due condotte in acciaio zincato di diametro DN80 e DN150. Sulle condotte sono state posizionate due saracinesche a piatto per la regolazione della portata. A monte delle saracinesche, sono stati inoltre installati due misuratori elettromagnetici di portata bidirezionale, rivestiti in ebanite e con un'alimentazione di 220Volt-50Hz. Il cassone di alimentazione, di dimensioni 1.80m x 2.40m x 2.80m, ha la funzione di garantire un prefissato carico idraulico su una canaletta in plexiglass di dimensioni 0.40m x 0.30m x 10m. All'interno del cassone, al fine di ridurre le agitazioni in prossimità del punto di immissione, è stato realizzato un setto permeabile in acciaio zincato, con funzione di dissipatore.

Attraverso la canaletta, la cui pendenza di fondo è pari a $i=0.0005$, la portata liquida è immessa nella vasca ondogenica.

Una condotta interrata in PVC, munita di saracinesca per la regolazione della portata in uscita e di misuratore di portata, collega la vasca al serbatoio di alimentazione in modo da realizzare un circuito idraulico chiuso.

II. 3 STRUMENTAZIONE DI MISURA

Per la misura dei livelli idrici nella vasca è stato utilizzato un sistema di sensori costituito da sei sonde che vengono opportunamente posizionate in funzione dello stato di mare che si intende riprodurre; per la misura delle tre componenti di velocità locale è stato invece impiegato un velocimetro ad ultrasuoni.

La variazione morfodinamica del fondo è stata infine stimata con un profilatore Laser M5L che, mediante l'emissione di raggi laser è in grado di restituire l'andamento altimetrico del fondo.

SONDE DI LIVELLO

Le sonde utilizzate per la misura dei livelli idrici sono di tipo resistive ed hanno una frequenza di acquisizione di 20Hz (Pulci Doria, 1992).

La sonda resistiva è costituita da due elettrodi paralleli, separati da una distanza fissa e allineati perpendicolarmente alla direzione di propagazione dell'onda (Figura II.4).

Quando la sonda è in funzione, una intensità di corrente alternata, ad alta frequenza, passa attraverso gli elettrodi e viene registrata la resistività. Quest'ultima è proporzionale alla lunghezza degli elettrodi al di sotto della superficie dell'acqua, alla sua conduttività attraverso il coefficiente di resistività K , e al tirante idrico h secondo la nota relazione:

$$R = Kh \quad (\text{II.11})$$

La variazione della resistività fornisce così la variazione della superficie libera dell'acqua. Infatti applicando una differenza di potenziale tra i due elettrodi, si misura una intensità di corrente inversamente proporzionale alla resistenza e quindi al livello idrico secondo la legge di Ohm:

$$I = \frac{\Delta V}{R(h)} \quad (\text{II.12})$$

Misurando l'intensità di corrente in uscita si è in grado di conoscere $R(h)$ e quindi di risalire al valore di h .

Il maggiore vantaggio dovuto all'utilizzo di una sonda resistiva per misurare il sovrizzo dell'onda è che la sonda fornisce un risultato lineare e una risoluzione di circa $\pm 0.1\text{mm}$. Il maggiore svantaggio di questo strumento è che esso richiede una calibrazione frequente a causa della variazione della conduttività dell'acqua con la temperatura e della concentrazione dei sali in essa disciolta. Altri svantaggi sono rappresentati dal piccolo range di linearità, dagli alti costi della strumentazione necessaria per il suo funzionamento, e dalla distorsione del profilo dell'onda dovuta alla piccola distanza tra i due elettrodi.

Le principali caratteristiche di funzionamento di una sonda di livello, anche in relazione al tipo di misura che deve essere effettuato, sono le seguenti:

Accuratezza: data la sostanziale semplicità del sistema, l'accuratezza può essere notevole, sempre però dopo avere effettuato una buona taratura. La fonte più significativa di errore sistematico può essere considerata connessa con la presenza di un menisco al contatto dell'acqua con la sonda, menisco che si fa risentire sui

valori di capacità e resistività in gioco. Nel complesso si hanno valori di errore massimo possibile dell'unità per cento.

Portata: per quanto riguarda la portata, essa è strettamente legata alle dimensioni fisiche della strumentazione: il massimo livello idrico leggibile dipende dalla lunghezza vera e propria della sonda.

Sensibilità: in termini analitici la sensibilità, trattandosi di un circuito lineare ma non proporzionale, risulta definita dal rapporto tra variazioni di tensione elettrica prodotta e la corrispondente variazione di livello.

Valore di soglia: variazioni leggibili della tensione di uscita si possono avere anche per variazioni di livello pari a frazioni di mm. L'ottimizzazione del valore di soglia differenziale è legato alla esecuzione della variazione del livello sempre nello stesso senso, in modo da far sì che gli effetti del menisco giochino sempre al medesimo modo.

Risoluzione spaziale: la dimensione caratteristica della sezione retta del conduttore cilindrico con il suo rivestimento isolante è dell'ordine di qualche mm, e tale evidentemente è la risoluzione spaziale della sonda. Tale valore è generalmente più che sufficiente nel caso più caratteristico di impiego di questo trasduttore, vale a dire nello studio del moto ondoso, tenuto conto che le dimensioni caratteristiche di tale fenomeno (lunghezza d'onda) si aggirano in genere intorno a qualche decina di cm.

Disturbo al flusso: il sistema è fortemente intrusivo, in quanto la sonda va inserita nella sua pienezza all'interno della massa d'acqua da misurare, ma non arreca un significativo disturbo finché le dimensioni sul piano orizzontale della corrente sono significativamente maggiori della sezione retta complessiva della sonda. Tale sonda, compreso il sostegno rigido, presenta quindi una sezione retta orizzontale della lunghezza di qualche cm e della larghezza di qualche mm. Essa dunque può essere utilmente adoperata, ad esempio, nella quasi totalità dei piccoli canali sperimentali di laboratorio la cui lunghezza è di parecchi metri e la cui larghezza si aggira sulle decine di cm. A maggior ragione potrà essere adoperata nelle correnti naturali e nelle opere ingegneristiche, di dimensioni generalmente superiori.

Risoluzione temporale: mentre l'elettronica consentirebbe una risposta in frequenza piatta fino a valori molto elevati delle frequenze stesse, il problema della formazione del velo d'acqua sulla sonda riduce drasticamente a pochi Hz il campo di risposta piatta e di conseguenza a una decina di Hz il campo in qualche modo utilizzabile. D'altra parte tale valore è più che sufficiente nel caso più caratteristico di impiego di questo trasduttore, vale a dire nel caso di moto ondoso, tenuto conto che le frequenze caratteristiche di tale fenomeno sono dell'ordine di 1-2 Hz, e le armoniche significative non vanno oltre il 4^a-5^a.

Impedenza di uscita: qui l'uscita dello strumento, ai fini di un collegamento con sistemi di visualizzazione o di registrazione, è la normale uscita da un amplificatore elettronico, e quindi non sussistono particolari problemi in merito a tale grandezza.

Rapporto S/N: in relazione a tale parametro la situazione si presenta particolarmente favorevole, in quanto a differenza del ponte di Wheatestone la cui uscita è proporzionale alla tensione di alimentazione e quindi risente al 100% di eventuali fluttuazioni di quest'ultima, traducendole in rumore sovrapposto al segnale, la frequenza dell'oscillatore che costituisce il cuore di questo trasduttore è scarsamente influenzata da eventuali fluttuazioni della tensione di alimentazione. E' questa una delle ragioni principali che fa preferire tale soluzione a quella che potrebbe essere realizzata con ponte di Wheatestone.



Figura II.4. Sonda resistiva

VELOCIMETRO AD ULTRASUONI

Per la misura del campo di moto è stato utilizzato un velocimetro ad ultrasuoni (Figura II.5) opportunamente posizionato in vasca, in sezioni prestabilite. Lo strumento è costituito da tre moduli: una sonda di misura, un modulo di condizionamento e un modulo di trasformazione. La sonda di misura è collegata al modulo di condizionamento impermeabile ed è costituita da un trasduttore trasmettitore e da tre trasduttori ricevitori montati su tre piccoli bracci posti intorno al trasmettitore (120° azimut). I fasci acustici emessi sono orientati in modo tale che i fasci ricevuti intercettino quello trasmesso in un punto localizzato a 50mm oppure a 100mm dal sensore. Il volume di campionamento definito da questi quattro fasci è lungo 3-9mm ed ha un diametro di 6mm (Figura II.6). Il modulo di trasformazione fornisce il segnale digitale attraverso un computer e i dati acquisiti sono registrati sul disco fisso e graficizzati.

Il principio di funzionamento di tale strumento prevede l'emissione di un suono dal trasmettitore che viene captato dai tre ricevitori posizionati ad una distanza nota dal trasmettitore. Il tempo impiegato dal segnale ad andare dal trasmettitore al ricevitore viene confrontato con quello teorico nel caso di onde che si propagano in un fluido stazionario. La differenza tra il tempo calcolato e quello teorico è usato per determinare la componente della velocità lungo l'asse x. La velocità misurata è la media dei valori lungo la traiettoria del suono.

Le principali caratteristiche del velocimetro ad ultrasuoni, in relazione al tipo di misura, sono rappresentate da un volume di misura sufficientemente piccolo, che comporta un disturbo al flusso sostanzialmente nullo, e nei sistemi in cui è prevista l'uscita analogica, da un'impedenza che è quella usuale degli amplificatori elettronici. Lo strumento non richiede inoltre alcuna calibrazione se non quella riferita alla velocità del suono nel fluido, necessaria solo nel caso in cui si fosse inavvertitamente alterata la geometria del sistema.

Il velocimetro utilizzato ha frequenza di campionamento pari a 20Hz.



Figura II.5. *Velocimetro ad ultrasuoni*

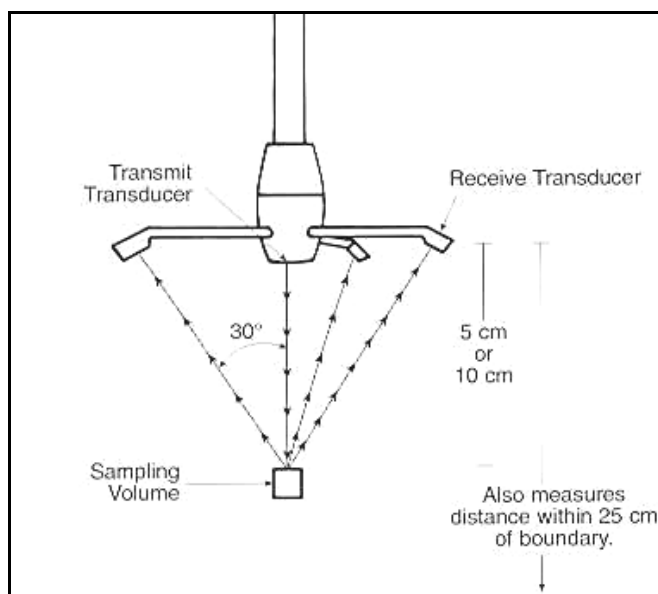


Figura II.6. *Schema dei trasduttori e ricevitori*

PROFILATORE DI FONDO

Il profilatore M5L fornisce misure del profilo di oggetti mediante l'emissione di un raggio laser. Tale strumento viene utilizzato per la misura ed il controllo

dimensionale delle forme di oggetti di diverso materiale, come metallo, plastica, carta, etc. (Figura II.7).

L'M5L funziona mediante l'emissione di un laser, prodotto da un diodo laser pulsante e proiettato ortogonalmente alla superficie dell'oggetto da misurare. La luce emessa dal laser è riflessa dall'oggetto e proiettata su un PSD attraverso una lente (Figura II.8).

La misura dell'oggetto, ottenuta applicando il principio della triangolazione, è compresa in un range tra $\pm 100\text{mm}$.

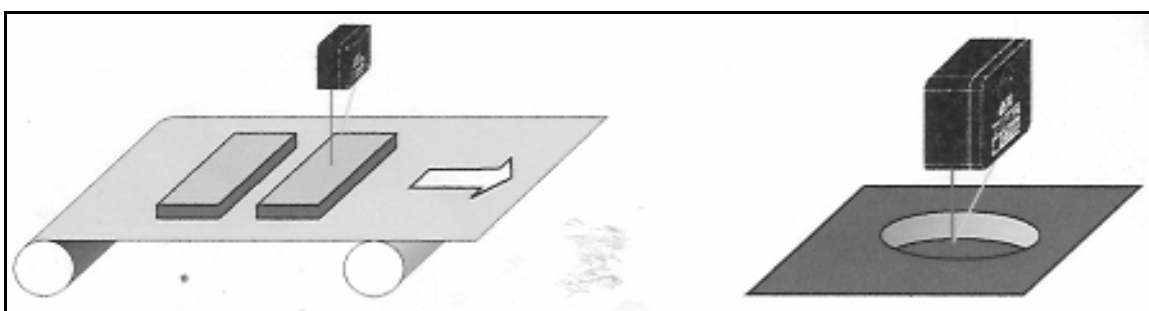


Figura II.7. *Laser scanner M5L*

L'output è di tipo analogico ed il segnale restituito in Volt è proporzionale alla distanza in mm. Il range di misura è compreso tra $\pm 10\text{V}$ e lo zero di riferimento è settato al centro del range.

La distanza di trasmissione del segnale analogico dipende dalle condizioni ambientali circostanti (disturbi elettrici e/o radio). A tal proposito per evitare di alterare il segnale occorre schermare opportunamente il cavo di trasmissione.

La lunghezza del cavo non dovrebbe essere comunque superiore ai 10 m con una tensione di $0\div 10\text{V}$. Per intensità di interferenza più alta e per distanze di trasferimento più lunghe, deve essere utilizzato come output la corrente, risentendo questa in maniera minore degli effetti dell'interferenza elettrica.

L'M5L è uno strumento molto versatile, dal momento che tutte le misure di distanza e l'elaborazioni di triangolazione sono effettuate dall'hardware integrato nello strumento stesso.

Tuttavia a fronte di una sua grande versatilità presenta anche degli svantaggi; esso infatti non è in grado di fornire misure corrette nei seguenti casi:

- riflessione “hard” del raggio laser dalla superficie dell’oggetto;
- oggetti scuri che non riflettono la luce;
- forti variazioni del contorno della superficie dell’oggetto;
- interruzione del raggio laser per la presenza di ombre.

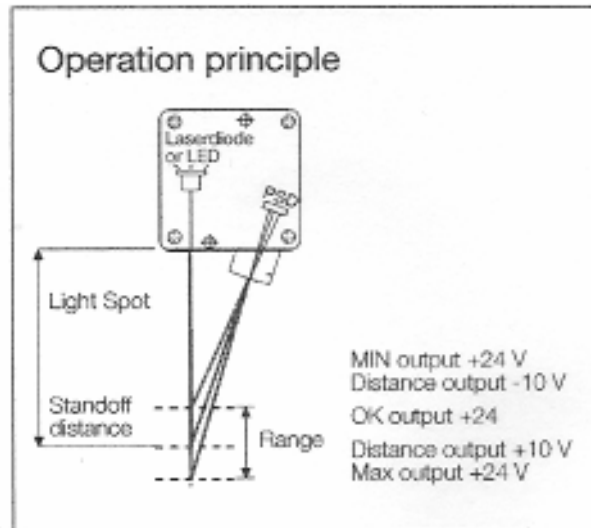


Figura II.8. *Schema logico M5L*

CAPITOLO III

PROGRAMMA DELLE PROVE E RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

III.1 IMPOSTAZIONE E REALIZZAZIONE DELLE PROVE

L'indagine sperimentale, effettuata presso il laboratorio di Idraulica della Facoltà di Ingegneria della Seconda Università di Napoli, è stata finalizzata allo studio dei processi di morfodinamica costiera in prossimità di una foce fluviale.

In particolare le prove sono state condotte considerando dapprima l'effetto del solo moto ondoso e della sola corrente sui processi di morfodinamica costiera e successivamente quello dovuto all'interazione corrente-moto ondoso.

Le condizioni ondose riprodotte sono rappresentative di condizioni climatiche medie ed estreme di un paraggio reale così come le portate immesse all'interno della vasca.

Le caratteristiche ondose simulate sono di tipo long crested con attacco ortogonale ed obliquo su di un fondo mobile con caratteristiche granulometriche prefissate e pendenza iniziale costante.

I rilievi effettuati hanno riguardato la misura dei profili longitudinali e trasversali del fondo incoerente modellato dall'azione delle forzanti in esame nonché la registrazione della superficie ondosa in posizioni prefissate.

III.2 PROVE ESEGUITE E RISULTATI DELLE PROVE

Le prove effettuate sono state eseguite sottoponendo il fondale incoerente alle seguenti condizioni:

- a. corrente in assenza di moto ondoso;
- b. moto ondoso in assenza di corrente;
- c. interazione corrente-moto ondoso in opposizione.

Con riferimento al primo caso le portate Q scaricate alla foce sono state fatte variare tra 0.002 e 0.005 m³/s.

Nel secondo caso le onde simulate hanno altezze H variabili tra $0.03 \div 0.07\text{m}$ e periodi T compresi tra $0.67 \div 1.00\text{s}$ con angolo di incidenza dd pari a 0° e 20° ¹.

L'effetto dell'interazione corrente-moto ondoso sui processi di morfodinamica costiera è stata valutata combinando opportunamente le onde e le portate prima illustrate.

La condizione di interazione è stata simulata dopo aver sottoposto il fondo piano ($i_0 = 0.05$) ad una successione di eventi caratterizzati da una portata $Q = 0.002\text{m}^3/\text{s}$ e un moto ondoso con $H = 0.03\text{m}$, $T = 0.67\text{s}$ e $dd = 0^\circ$ (*condizione di modellamento iniziale*).

MISURE DELLE CARATTERISTICHE DEL MOTO ONDOSI

Le onde riprodotte in vasca sono di tipo long crested a fronte continuo caratterizzate dai parametri riportati in Tabella III.1.

In tutti i tests eseguiti il tirante idrico di riposo, h_v , è stato fissato pari a 0.58m .

Tabella III.1.

	h_v	H	T	dd
	(m)	(m)	(s)	°
testA	0.58	0.03	0.67	0
testB	0.58	0.05	0.90	0
testC	0.58	0.06	0.95	0
testD	0.58	0.07	1.00	0
testE	0.58	0.03	0.67	20
testF	0.58	0.07	1.00	20

Le misure effettuate riguardano la variazione del profilo dell'onda mediante sei sonde resistive posizionate in sezioni opportunamente scelte lungo l'asse longitudinale e trasversale della vasca.

In particolare le sonde sono state ubicate ad una distanza dal generatore d'onda di 3.20m ed in corrispondenza del tirante idrico di 0.40m . Delle sei sonde cinque

¹ Se si ipotizza che il fenomeno esaminato sia rappresentativo di una condizione reale riprodotta in vasca secondo la similitudine di Froude con una scala geometrica $S_L = 1/50$, i valori delle portate e delle caratteristiche ondose proposte in modello corrispondono nella realtà a valori di $Q = 35 \div 90\text{m}^3/\text{s}$, di $H = 1.50 \div 3.50\text{m}$ e $T = 4.80 \div 7.00\text{s}$. Detti valori possono considerarsi rappresentativi di condizioni idrauliche e meteomarine tipiche delle zone costiere e dei corsi d'acqua della fascia litoranea tirrenica.

sono state posizionate ai vertici di una struttura rigida in acciaio a forma di pentagono ed una al centro dello stesso (Figure III.1-III.2). La distanza λ delle cinque sonde rispetto a quella centrale è stata fissata in funzione della lunghezza d'onda L riprodotta; in particolare si è posto $\lambda = 0.25L$ (CERC, 1984). Tale configurazione è stata dettata dalla necessità di misurare la direzione delle onde con attacco obliquo riprodotte in vasca durante la sperimentazione.

Le registrazioni della superficie ondosa mediante le sonde di livello sono state effettuate ad una frequenza di campionamento di 20Hz.

In Tabella III.2, relativamente alle sonde 1 e 6 per i tests A÷D, sono riportati i valori dell'altezza d'onda H_{mo} , del periodo T_p relativi all'analisi spettrale effettuata nonché i valori di H_m e T_m ottenuti dall'analisi statistica. Per i tests E ed F è riportato il valore di H_{mo} , del periodo T_p e della direzione dell'onda dd ottenuti dall'analisi spettrale dei segnali registrati alle sei sonde.

Nelle Figure III.3–III.4-III.5-III.6 vengono inoltre riportati, a titolo di esempio, i cronogrammi relativi ai livelli idrici $\eta(t)$ per il testA e testD. Sono forniti, invece, nel caso di onde oblique (testE e testF) lo spettro tridimensionale nonché quello polare (Figure III.7÷III.10).

Tabella III.2. *Analisi spettrale e statistica*

	Sonda	H_{mo}	T_p	H_s	T_s	dd
	n°	(m)	(s)	(m)	(s)	°
testA	1	0.042	0.68	0.03	0.67	-
testA	6	0.045	0.68	0.03	0.67	-
testB	1	0.048	0.89	0.05	0.90	-
testB	6	0.050	0.89	0.05	0.90	-
testC	1	0.058	0.95	0.06	0.95	-
testC	6	0.059	0.95	0.06	0.95	-
testD	1	0.080	1.02	0.06	1.00	-
testD	6	0.080	1.02	0.06	1.00	-
testE	-	0.04	0.66	-	-	20
testF	-	0.11	1.00	-	-	20

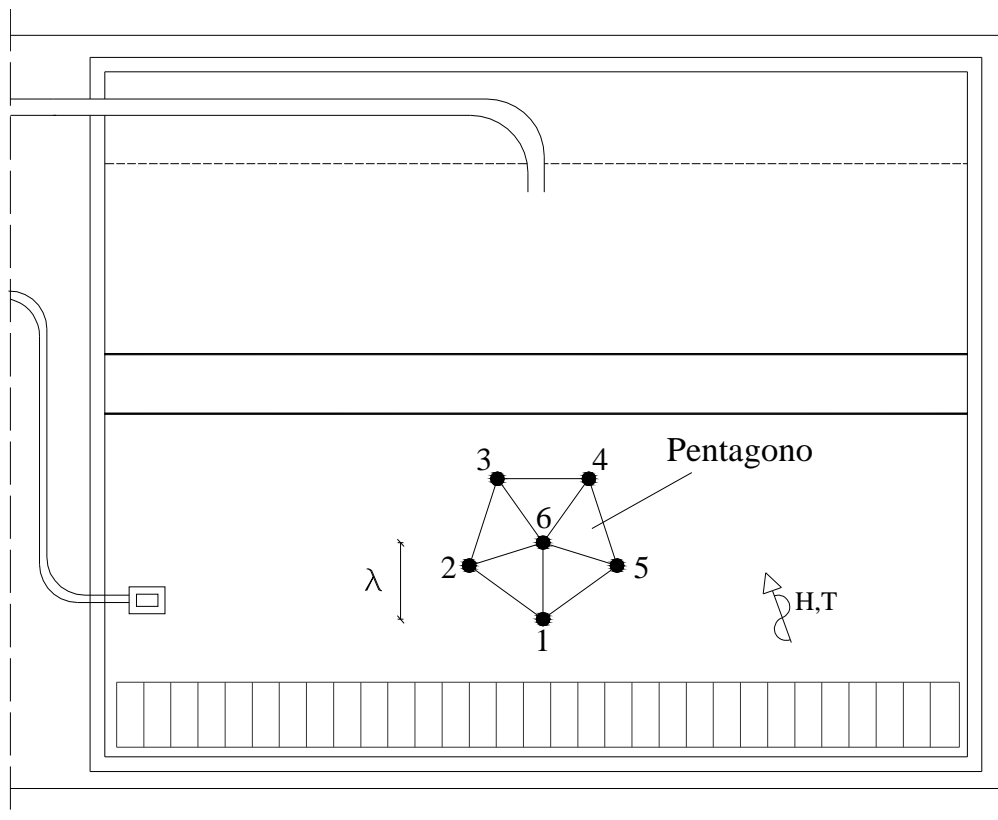


Figura III.1. *Posizione sonde (pentagono)*

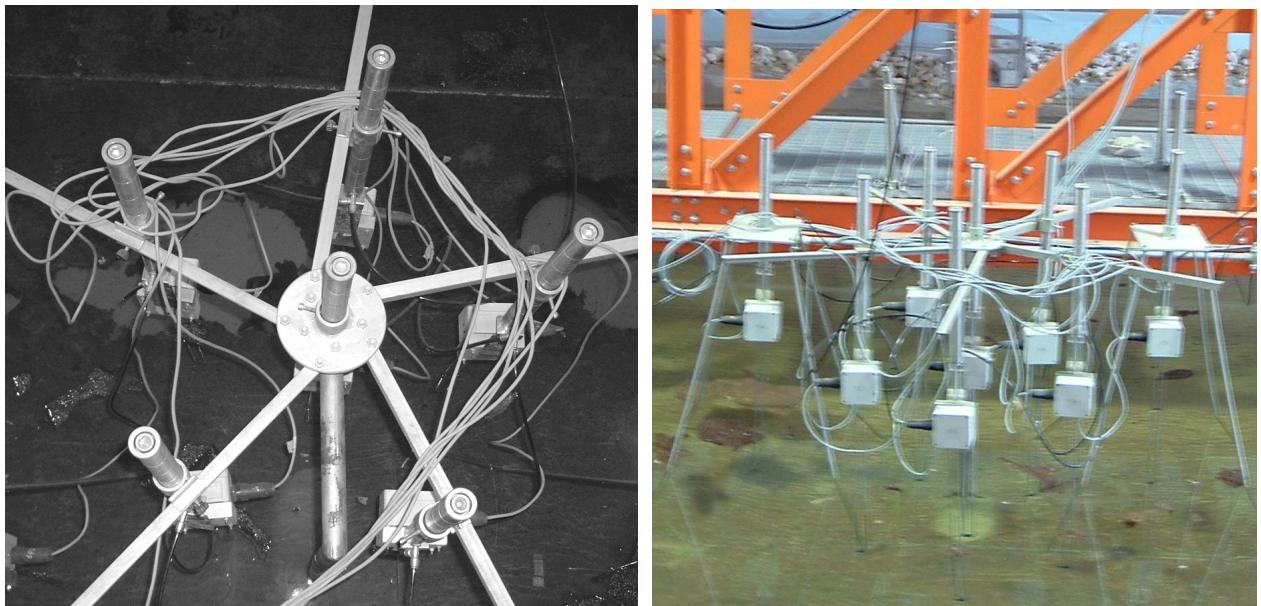


Figura III.2. *Posizione delle sonde (pentagono)*

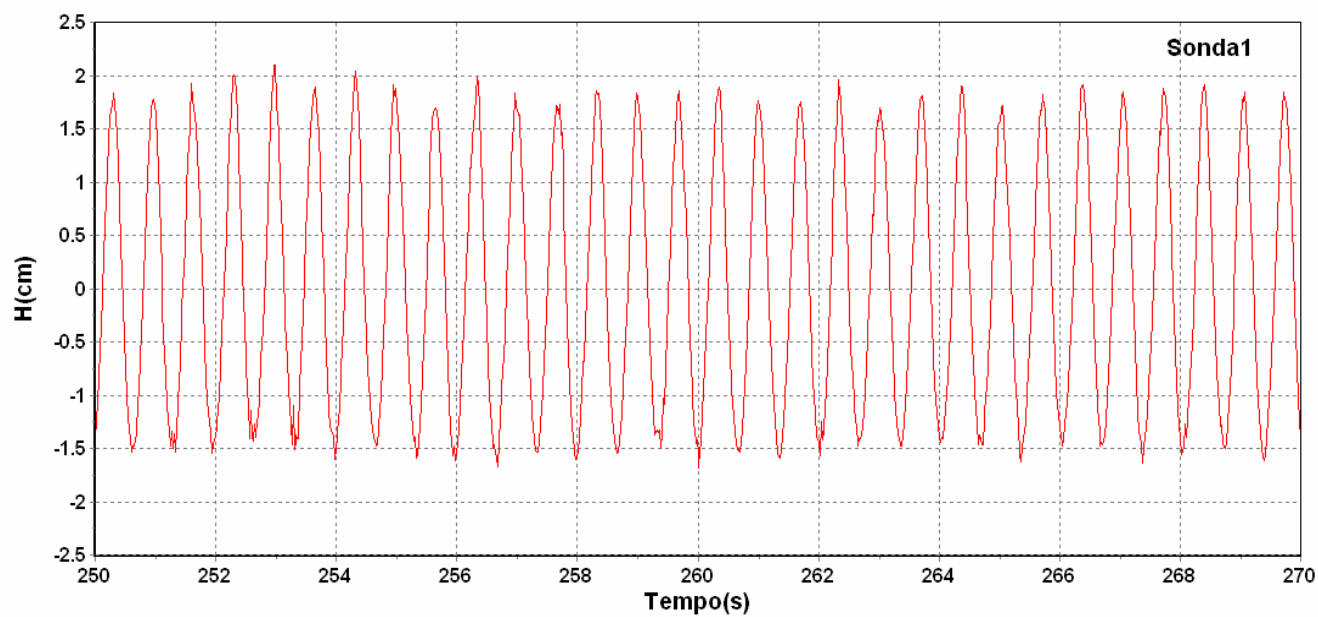


Figura III.3. *Perfil d'onda (testA)*

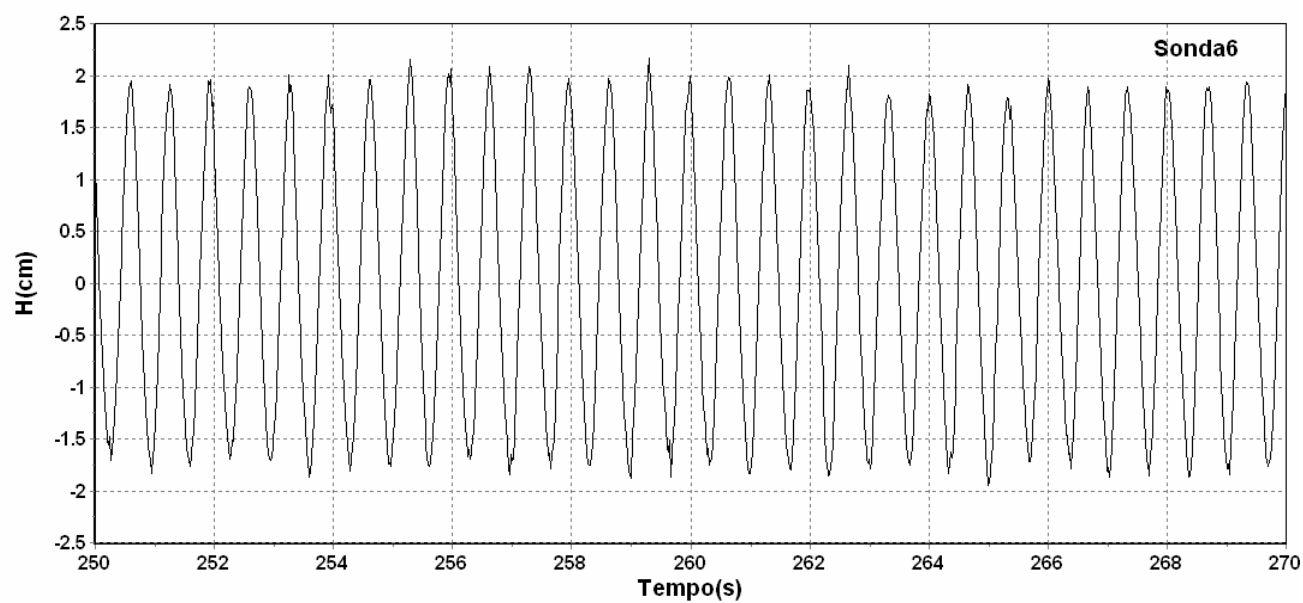


Figura III.4. *Perfil d'onda (testA)*

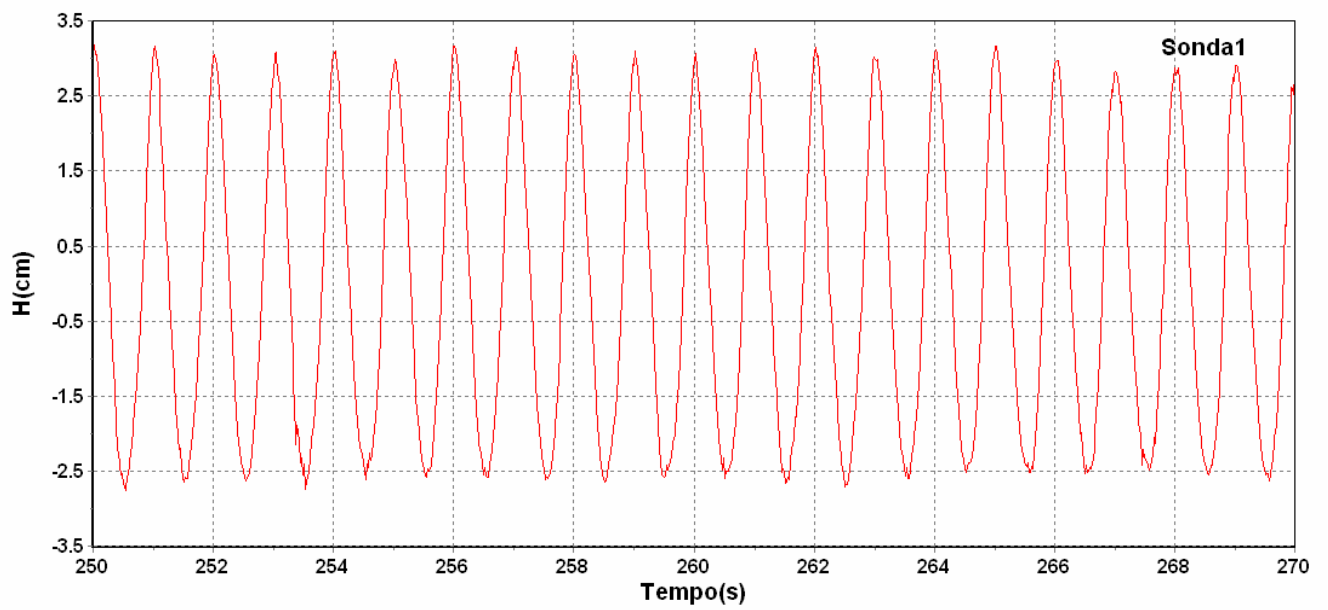


Figura III.5. *Perfil d'onda (testD)*

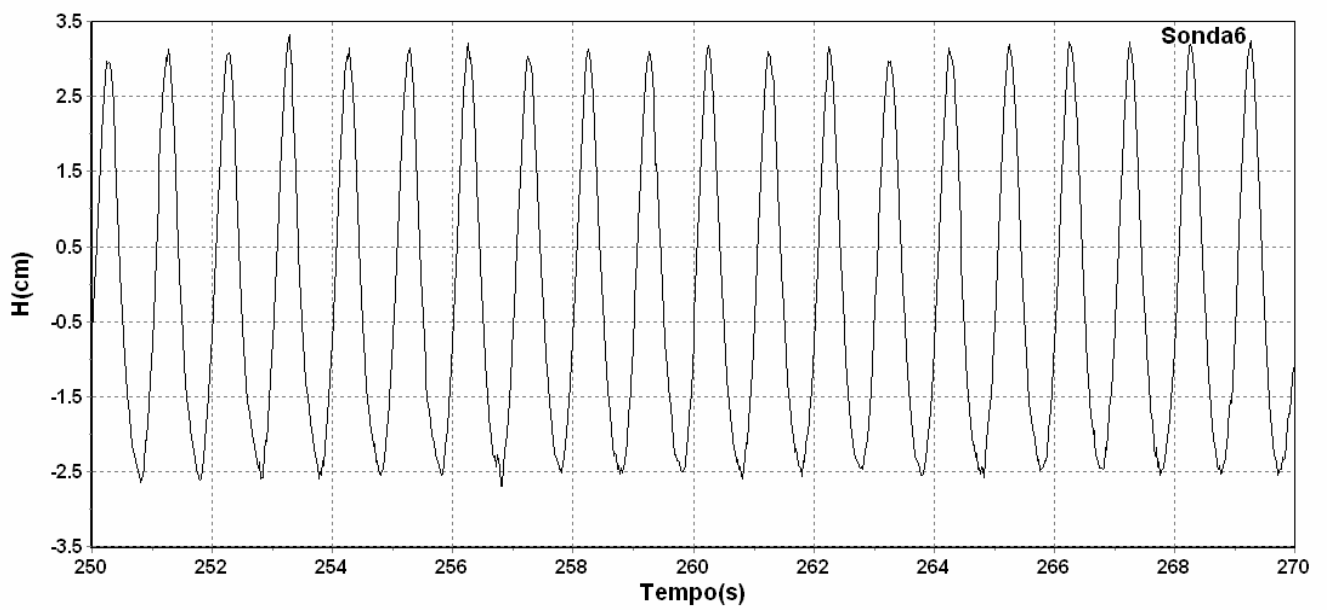


Figura III.6. *Perfil d'onda (testD)*

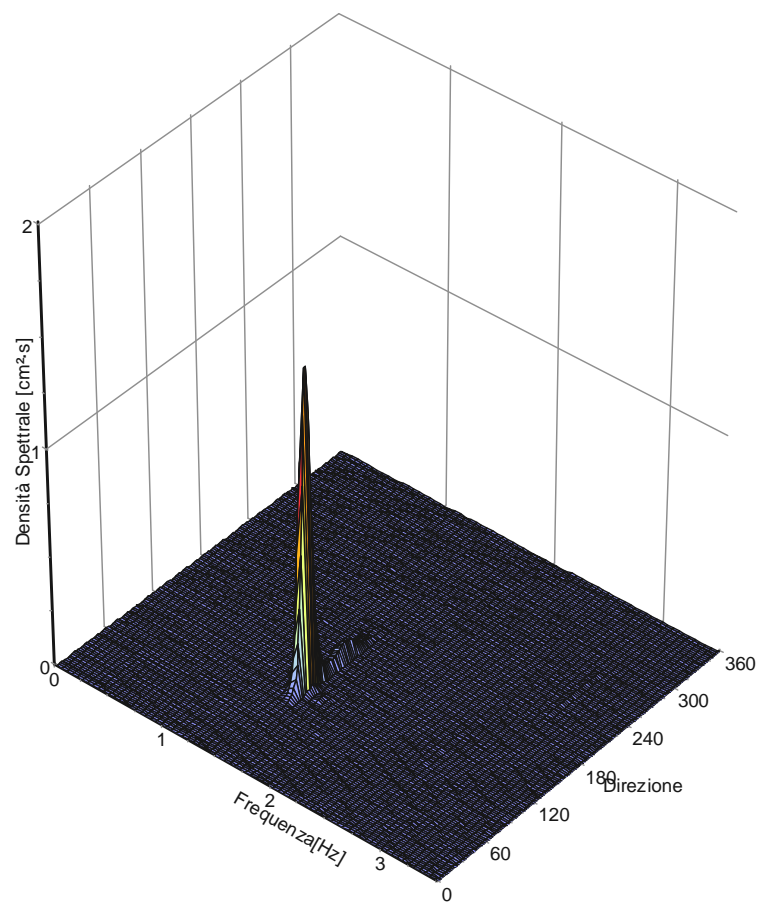


Figura III.7. *Spettro tridimensionale (testE)*

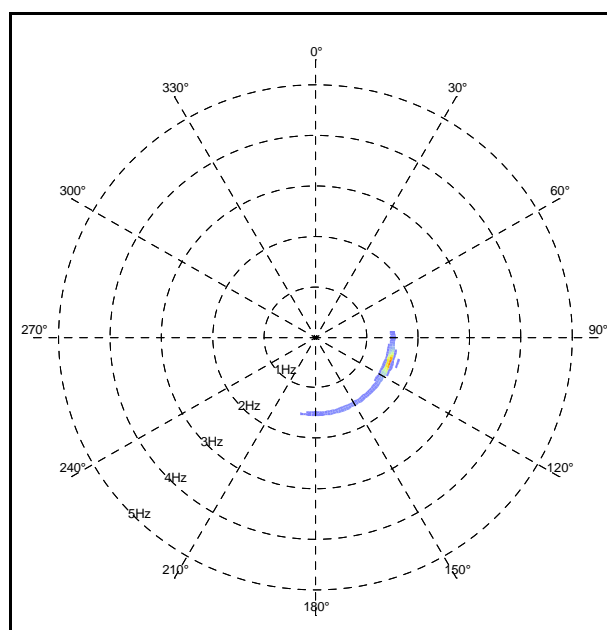


Figura III.8. *Spettro polare (testE)*

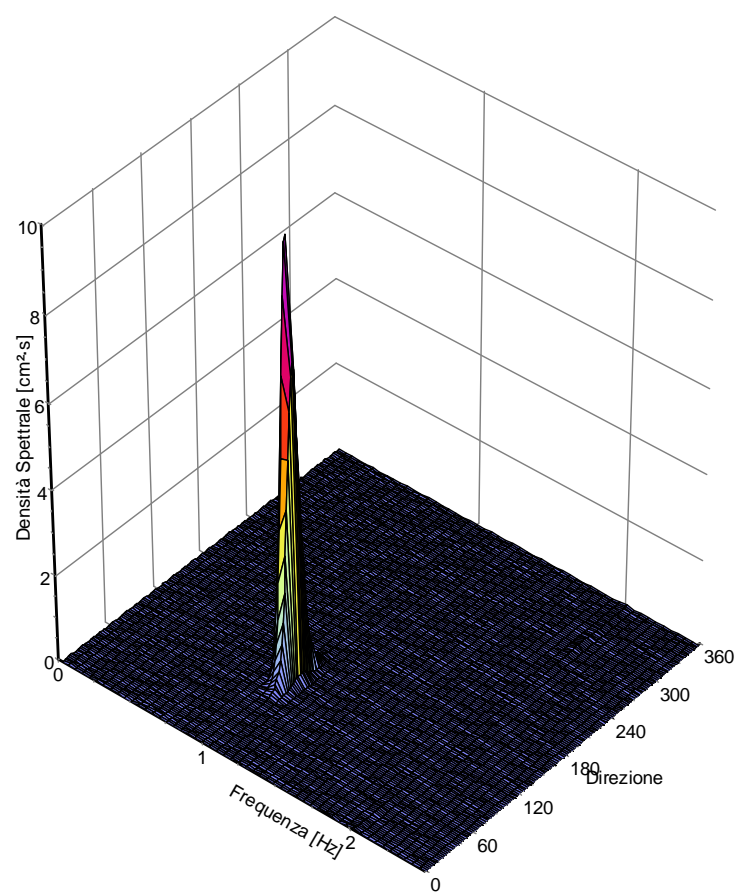


Figura III.9. *Spettro tridimensionale (testF)*

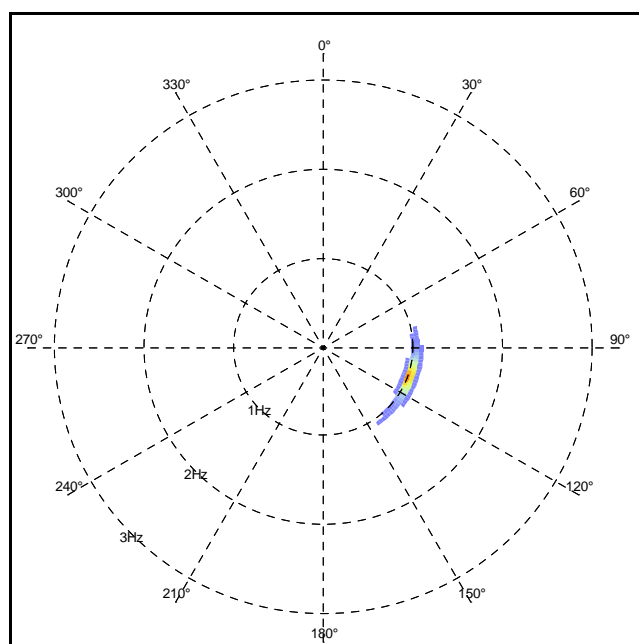


Figura III. 10. *Spettro polare (testF)*

CARATTERISTICHE IDRAULICHE DELLA CORRENTE

Per determinare le condizioni idrauliche che si sviluppano nella canaletta è stato necessario procedere alla determinazione dei profili di corrente, per le portate riprodotte ($Q=0.002\text{m}^3/\text{s} \div 0.005\text{m}^3/\text{s}$). A tal fine è stato innanzitutto effettuato il calcolo della scala di deflusso in moto uniforme e in stato critico della sezione del canale di scarico (Figura III.11).

Relativamente al primo caso è stata utilizzata la nota formula di Gauckler e Strikler:

$$Q = k\sigma R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (\text{III.1})$$

dove:

- k è il coefficiente di scabrezza posto pari a $120 \frac{m^{1/3}}{s}$ (plexiglass);
- σ è l'area della sezione idrica variabile con h_u ;
- R è il raggio idraulico;
- i è la pendenza della canaletta ($i=0.0005$).

Per il calcolo della scala di deflusso in condizioni critiche h_c si è utilizzata la nota espressione:

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g b^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{III.2})$$

Nella Figura III.12 sono riportate le scale di deflusso in moto uniforme e in stato critico $Q(h_u)$, $Q(h_c)$ ricavate per un range di portate compreso tra $0 \div 0.007\text{m}^3/\text{s}$.

Risultando in ogni sezione il valore di $h_c < h_u$, si è nella condizione di alveo a debole pendenza. Tenuto conto che il livello idrico nella vasca ondogenica è stato fissato sempre in modo da non determinare condizioni di rigurgito nel canale di scarico, i profili di corrente in canaletta risultano essere di tipo lento accelerato con formazione di sezione critica allo sbocco.

Per il calcolo del profilo di corrente permanente nel canale è stata utilizzata la nota equazione differenziale del moto:

$$\frac{dH}{ds} = i - J \quad (\text{III.3})$$

in cui:

– $H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2}$ è l'energia specifica della corrente nella sezione considerata

con h tirante idrico;

– $J = \frac{Q^2}{\sigma^2 k^2 R^{\frac{4}{3}}}$ è la dissipazione di energia specifica fornita dalla relazione di

Gauckler e Strikler;

– s è l'ascissa curvilinea del canale.

Pertanto, partendo dal valore di h_c fino al valore della corrispondente altezza di moto uniforme h_u , si è costruito il profilo di corrente mediante l'integrazione per differenze finite della (III.3).

Nelle Figure III.13-III.14 si riportano i profili di corrente relativi alle portate $Q=0.0035 \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q=0.005 \text{ m}^3/\text{s}$.

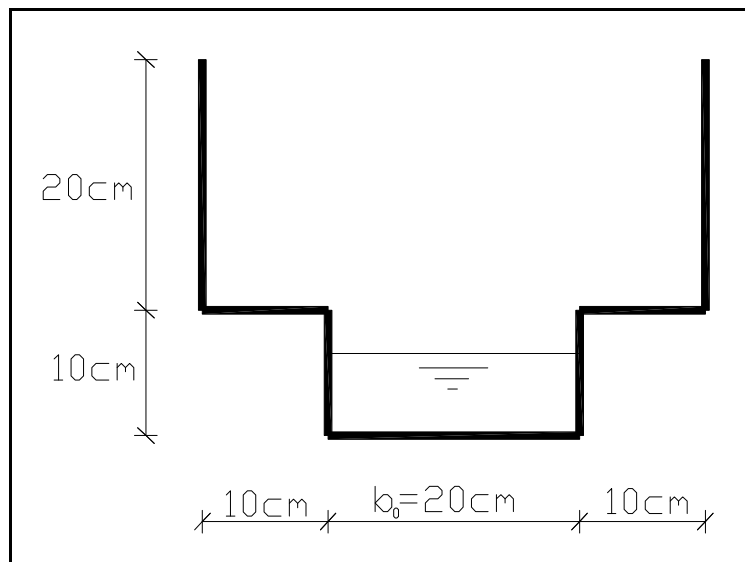


Figura III.11. Sezione del canale di scarico

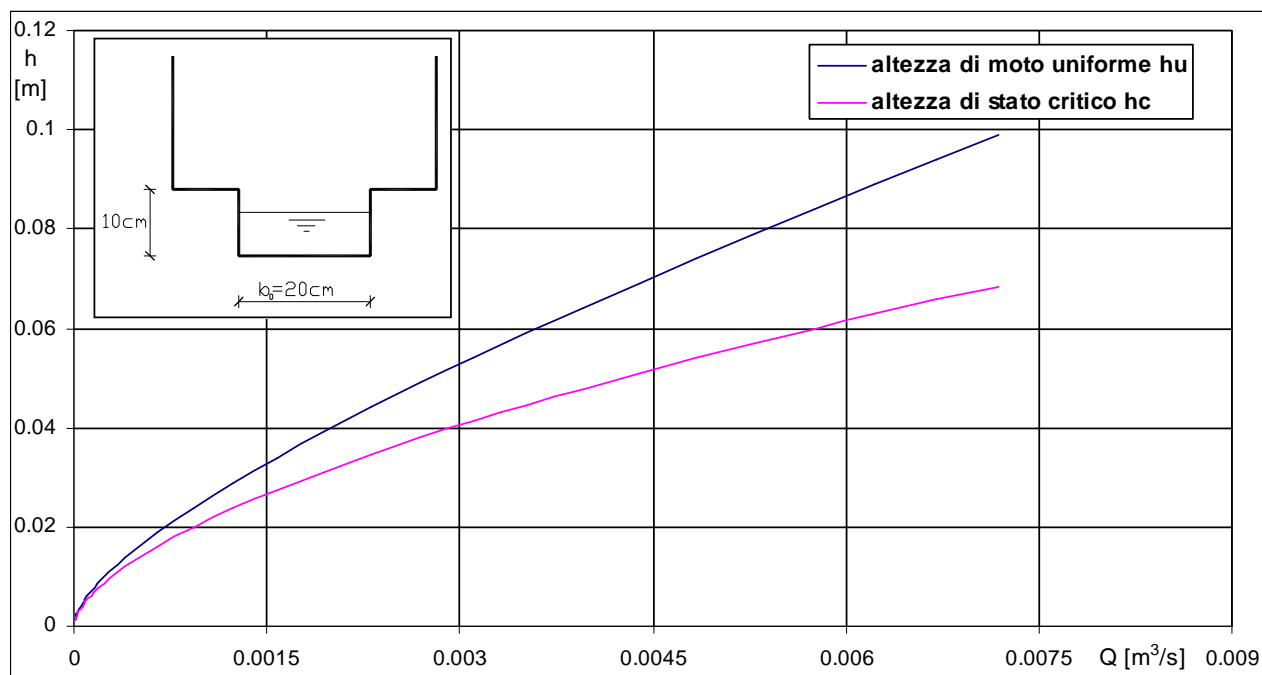


Figura III.12. Scale di deflusso del canale di scarico

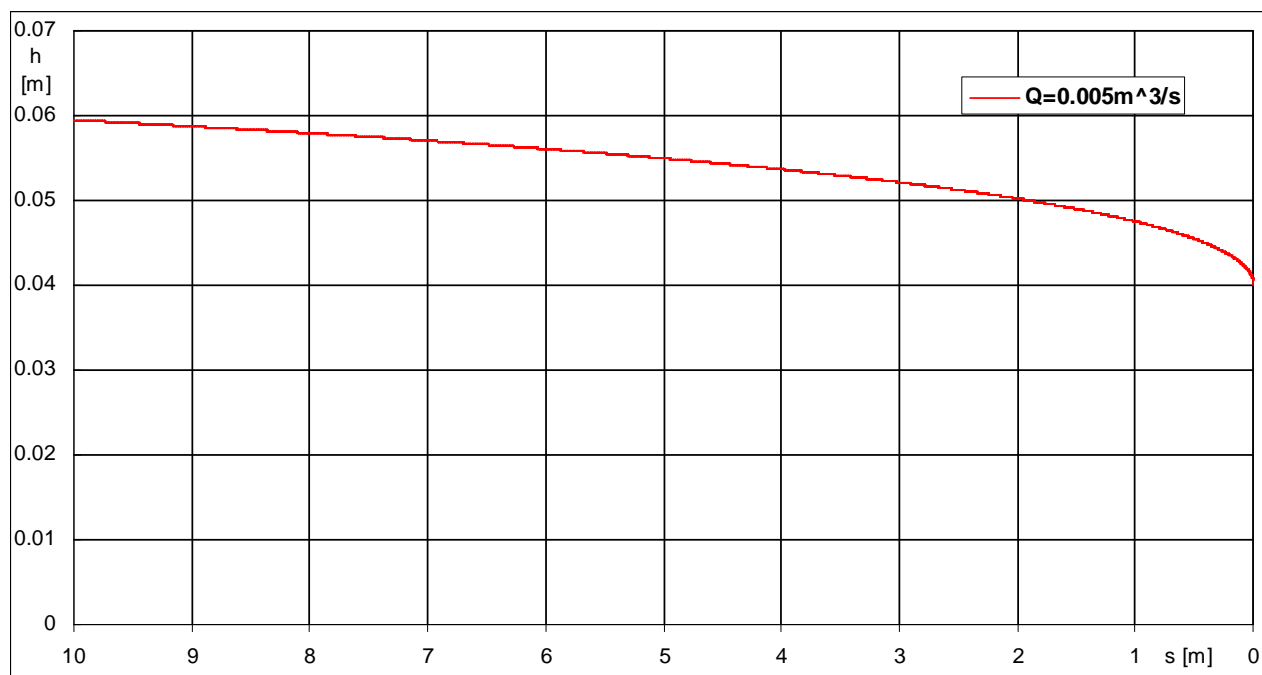


Figura III.13. Profilo di corrente per $Q=0.0035$ m³/s

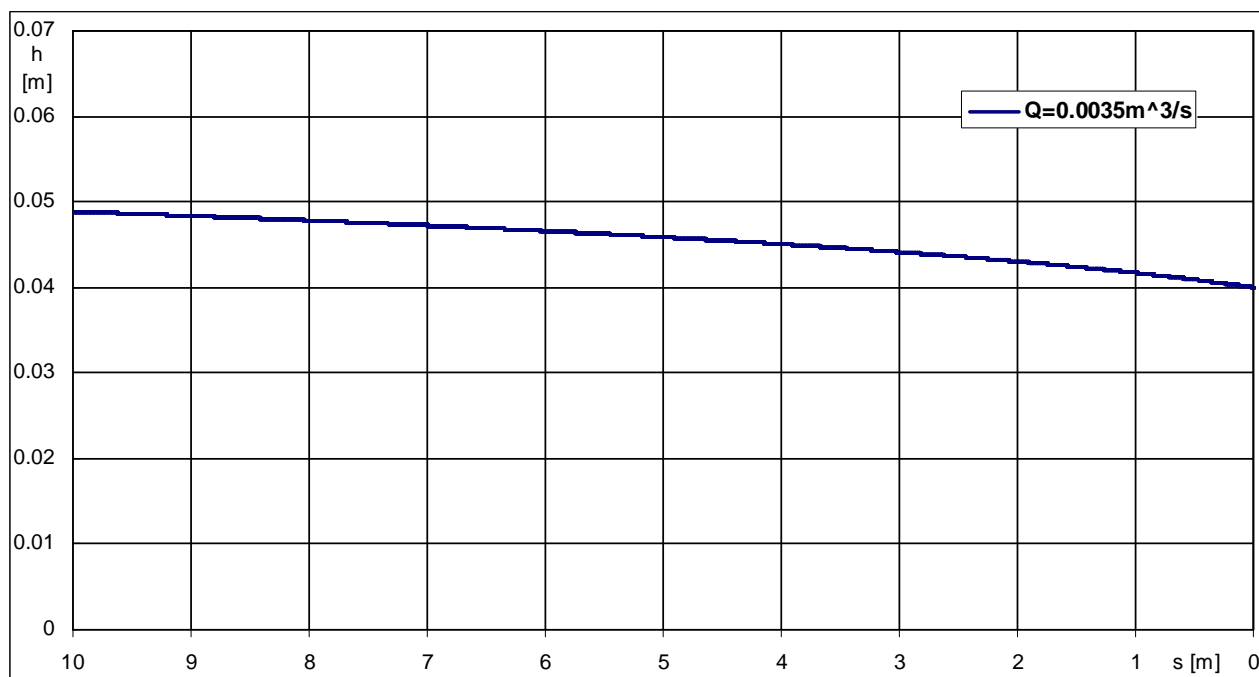


Figura III.14. *Profilo di corrente per $Q=0.005\text{m}^3/\text{s}$*

RILIEVO DELLA MORFOLOGIA DEL FONDALE INCOERENTE

Come già detto in precedenza, le prove eseguite sono state effettuate con fondale costituito da sabbia avente diametro caratteristico pari a $d_{50}=0.2\text{mm}$ e pendenza i_0 costante pari a $i_0=0.05$.

La configurazione planimetrica del fondo nell'area prossima alla foce è stata ricostruita mediante la misura di tredici profili trasversali paralleli all'asse del getto a partire da 0.27m dalla sezione di sbocco (Figura III.15). La distanza tra la sezione centrale A e quella B'-C'-D'-E'-F'-G' è stata fissata pari rispettivamente a 0.05m, 0.10m, 0.15m, 0.20m, 0.30m e 0.40m. Analogamente per le sezioni B-C-D-E-F-G. I profili trasversali del fondo sono stati rilevati utilizzando il profilatore M5L, posizionato su un carroponete, le cui caratteristiche tecniche sono state descritte nel paragrafo II.3.

Le misure dei profili trasversali sono state effettuate dopo l'azione di modellamento del fondo ad opera:

- della corrente in assenza del moto ondoso (caso a);

- del moto ondoso in assenza della corrente (caso b);
- dell'azione concomitante della corrente e del moto ondoso in opposizione (caso c).

Nel caso di attacco ortogonale, tenuto conto delle condizioni di simmetria rispetto all'asse del getto, i profili trasversali sono stati rilevati lungo la sezione centrale e lungo le sezioni B'-C'-D'-E'-F'-G'. Nel caso di attacco obliquo le misure sono state effettuate invece lungo tutte le sezioni.

In Tabella III.3 sono riportate le caratteristiche ondose e le portate di ciascuna prova effettuata nella sperimentazione.

Giova osservare che, prima di ciascun test, si è proceduto a riportare il fondo incoerente nella *condizione iniziale* ($i_0=1:20$) e ad effettuarne i rilievi trasversali in tutte le sezioni considerate.

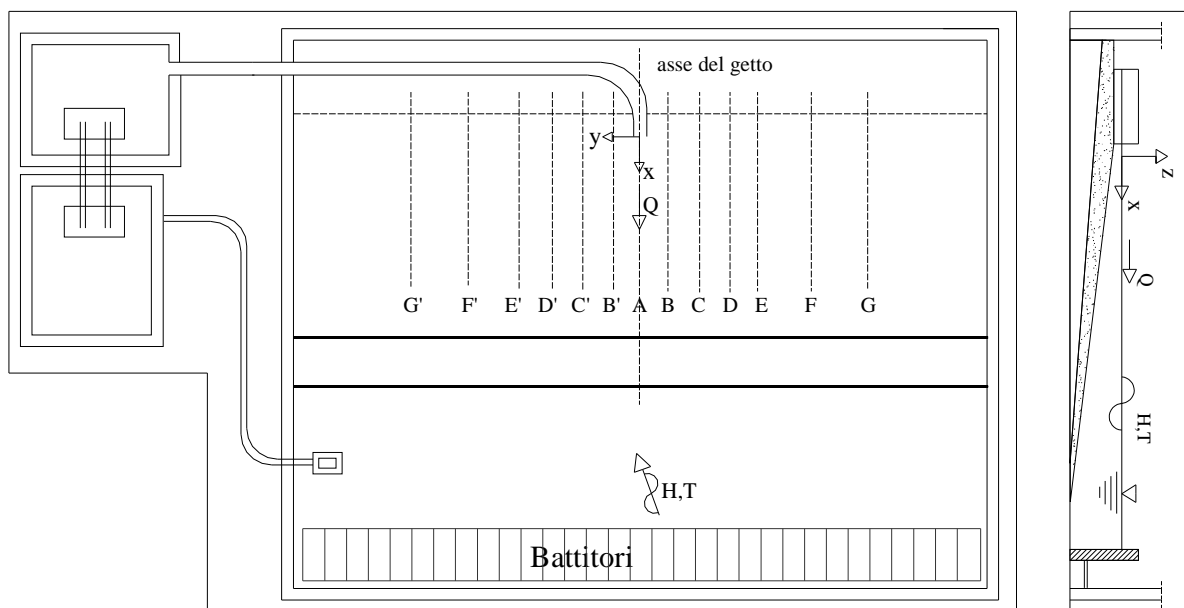


Figura III.15. Ubicazione delle sezioni di misura

caso a) - variazioni morfologiche prodotte dall'azione della corrente in assenza di moto ondoso

Nelle Figure III.16 e III.17 sono riportati, a titolo di esempio, i profili del fondo rilevati lungo la sezione centrale A (test1 e test4) e messi a confronto con il profilo relativo alla *condizione iniziale* ($i_0=0.05$). I risultati evidenziano che per

effetto dell'azione delle portate considerate ($Q=0.002 \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q=0.005\text{m}^3/\text{s}$) si determina lungo l'asse del getto (sez. A) una zona di escavazione localizzata in prossimità dello sbocco e una zona di accumulo posta più a largo.

caso b) - variazioni morfologiche prodotte dall'azione del moto ondoso in assenza di corrente.

I profili trasversali, rilevati lungo la sezione centrale A, e messi a confronto con quello relativo alla *condizione iniziale* ($i_o=0.05$), sono riportati per i test5 e test8 nelle Figure III.18 e III.19. I risultati mostrano come la zona di escavazione è meno pronunciata rispetto alla condizione di sola corrente.

Tabella III.3.

	Schema Prove	H (m)	T (s)	dd (°)	Q (m ³ /s)
test1		/	/	/	0.002
test2		/	/	/	0.0035
test3		/	/	/	0.0045
test4		/	/	/	0.0050
test5		0.03	0.67	0	/
test6		0.05	0.90	0	/
test7		0.06	0.96	0	/
test8		0.07	1.00	0	/
test9	testC9 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM9 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testC10 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	0	0.002
test10	testC10 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM10 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM10 (corrente – moto ondoso)	0.03	0.67	0	0.005
test11	testC11 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM11 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM11 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	0	0.005
test12	testC12 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM12 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM12 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	20	0.002
test13	testC13 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM13 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM13 (corrente – moto ondoso)	0.03	0.67	20	0.005

test14	testC14 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM14 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM14 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	20	0.005
test15	testC15 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM15 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM15 (corrente – moto ondoso)	0.04	0.78	0	0.005
test16	testC16 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM16 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM16 (corrente – moto ondoso)	0.05	0.90	0	0.005
test17	testC17 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM17 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM17 (corrente – moto ondoso)	0.06	0.96	0	0.005
test18	testC18 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM18 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM18 (corrente – moto ondoso)	0.04	0.78	20	0.005
test19	testC19 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM19 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM19 (corrente – moto ondoso)	0.05	0.90	20	0.005
test20	testC20 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM20 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM20 (corrente – moto ondoso)	0.06	0.96	20	0.005
test21	testC21 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM21 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM21 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	0	0.0035
test22	testC22 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM22 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM22 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	0	0.0040
test23	testC23 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM23 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM23 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	0	0.0045
test24	testC24 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM24 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM24 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	20	0.0035
test25	testC25 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM25 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM25 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	20	0.0040
test26	testC26 (corrente)	/	/	/	0.002
	testM26 (moto ondoso)	0.03	0.67	0	/
	testCM26 (corrente – moto ondoso)	0.07	1.00	20	0.0045

caso c) – variazioni morfologiche prodotte dall'azione concomitante della corrente e del moto ondoso in opposizione

Come prima detto la *condizione di modellamento iniziale* del fondo su cui si è poi fatta interagire la corrente e il moto ondoso, è quella ottenuta considerando le condizioni di modellamento prodotte in modo sequenziale, prima da una corrente ($Q=0.002\text{m}^3/\text{s}$) e poi da un moto ondoso ($H=0.03\text{m}$, $T=0.67\text{s}$)². A titolo di esempio nelle Figure III.20 e III.21 sono riportati i profili trasversali e longitudinali nonchè la ricostruzione della batimetria di fondo ricavati dalle suindicate condizioni di partenza e relative al test14. A partire da tali *condizioni di modellamento iniziali* si è proceduto alla simulazione dell'interazione corrente–moto ondoso.

Al fine di evidenziare gli effetti dovuti all'interazione delle forzanti in esame nelle Figure III.22÷III.33 relative ai tests9÷14 vengono mostrati i profili trasversali e longitudinali e la relativa batimetria di fondo confrontando gli stessi con il *profilo iniziale* ($i_o=0.05$) e con il profilo connesso alla *condizione di modellamento iniziale*.

Nel caso in cui l'azione della corrente predomina sul moto ondoso (Figure III.24-III.25 e Figure III.30-III.31), la zona di escavazione si presenta molto pronunciata ed è localizzata in prossimità dello sbocco mentre, la zona di accumulo si forma più a largo. Nel caso in cui predomina l'azione del moto ondoso (Figure III.22-III.23 e Figure III.28-III.29) si ha invece una riduzione della zona di escavazione ed una zona di accumulo poco apprezzabile. Infine, per effetto della presenza delle due forzanti di entità paragonabile (Figure III.26-27 Figure III.32-III.33), la zona di escavazione si approfondisce rispetto ai casi precedenti e si localizza

² La condizione iniziale scelta vuole rappresentare una situazione esemplificativa di ciò che accade nei processi naturali in cui un evento di interazione onde – correnti (generalmente di tipo eccezionale perché rappresenta condizioni di piena fluviale e mareggiata concomitanti) si verifica dopo una successione di eventi ordinari tipicamente rappresentativi di successioni di scarichi fluviali in assenza di moto ondoso e viceversa.

ancora una volta in prossimità dello sbocco mentre non si riscontrano zone di accumulo significativo.

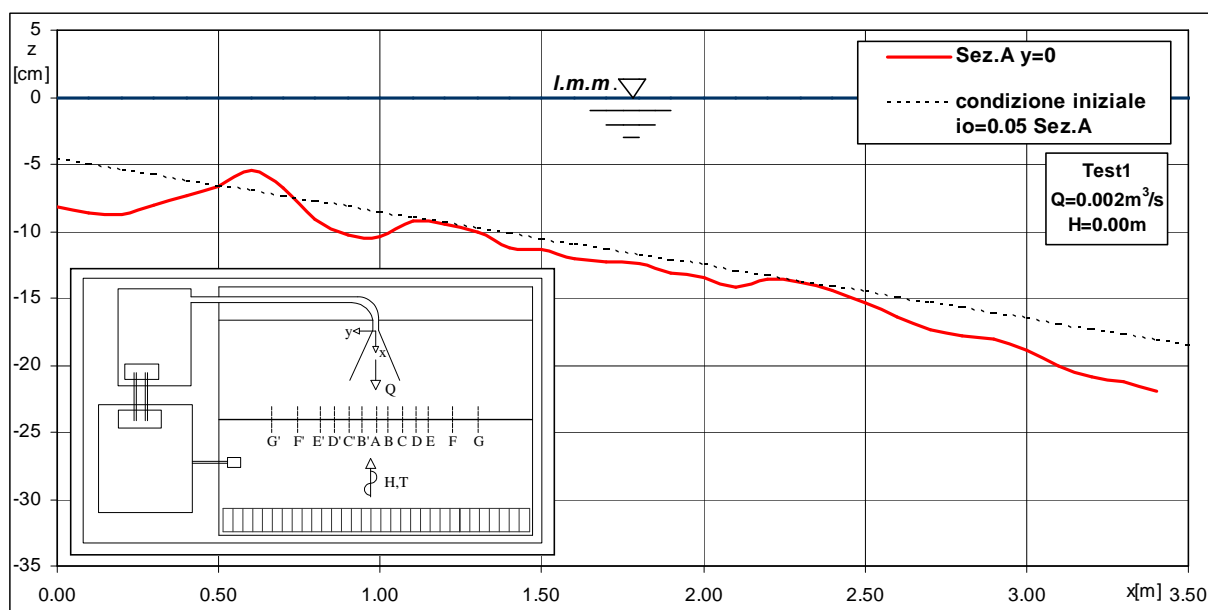


Figura III.16. *Profili trasversali (Sezione A-caso a-test1)*

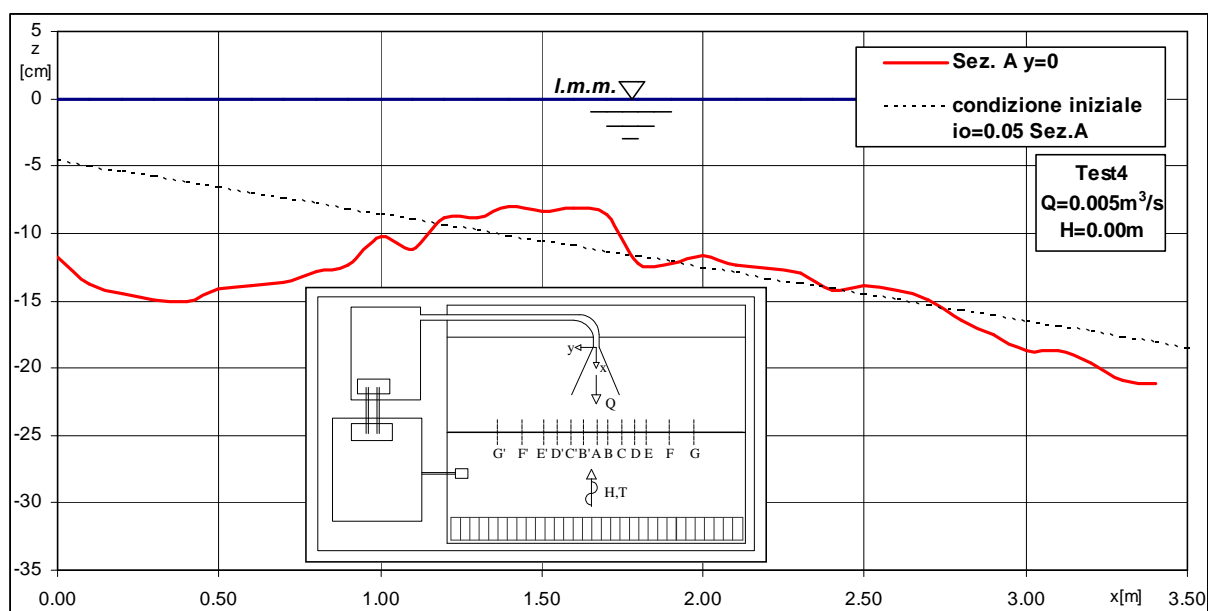


Figura III.17. *Profili trasversali (Sezione A-caso a-test4)*

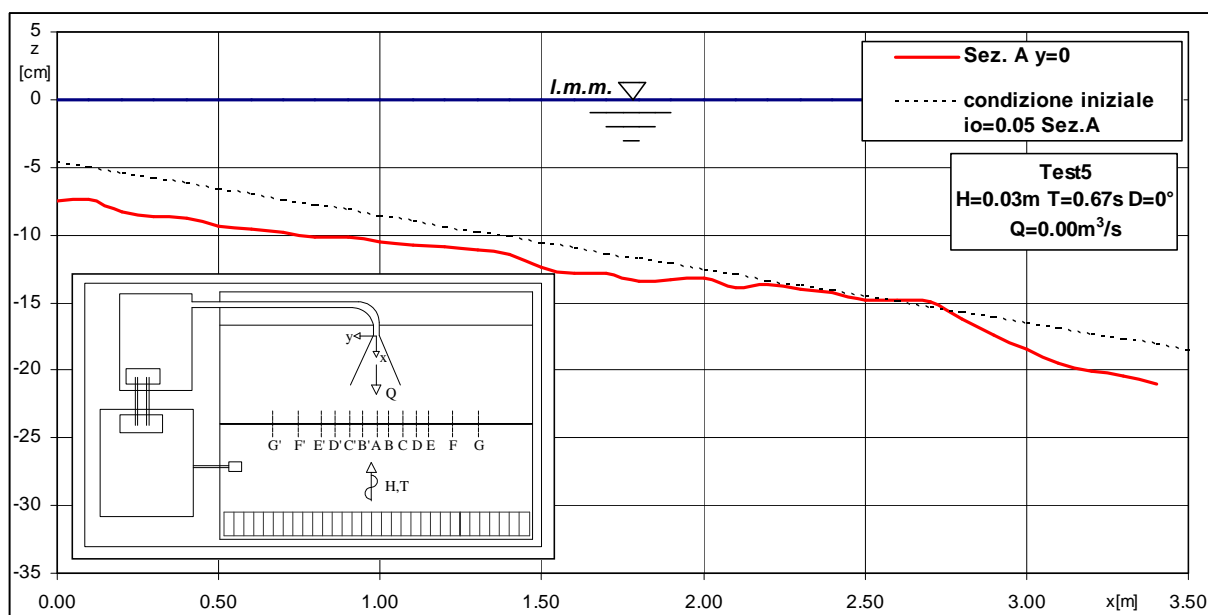


Figura III.18. Profili trasversali (Sezione A-caso b-test5)

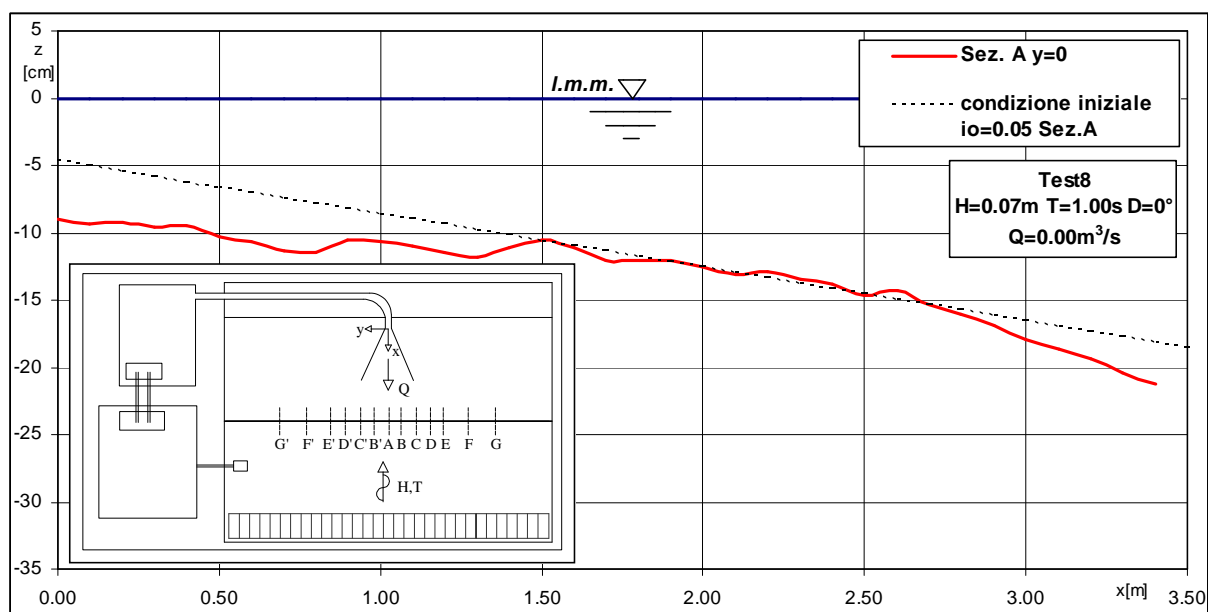


Figura III.19. Profili trasversali (Sezione A-caso b-test8)

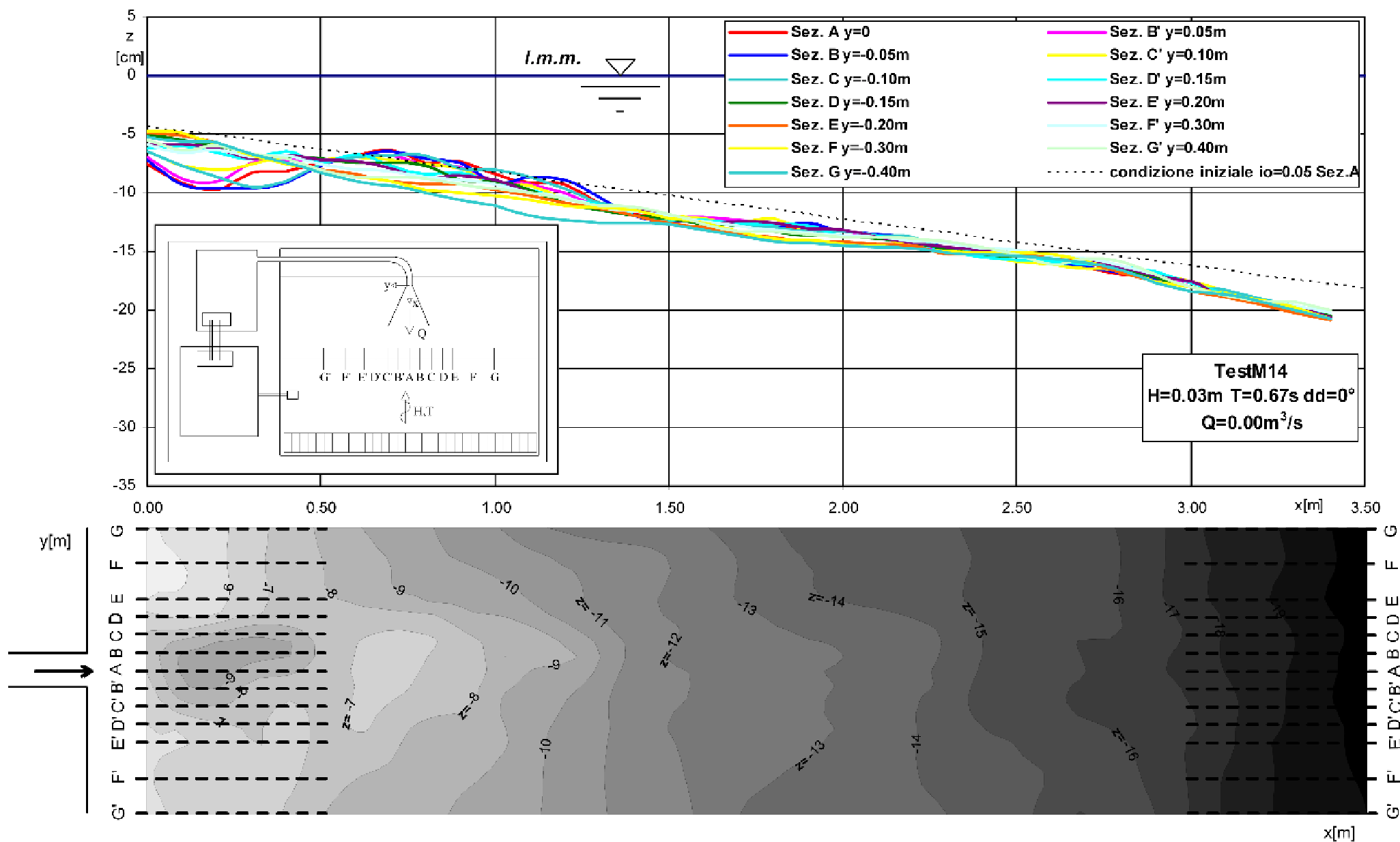


Figura III.20. Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (condizione di modellamento iniziale)

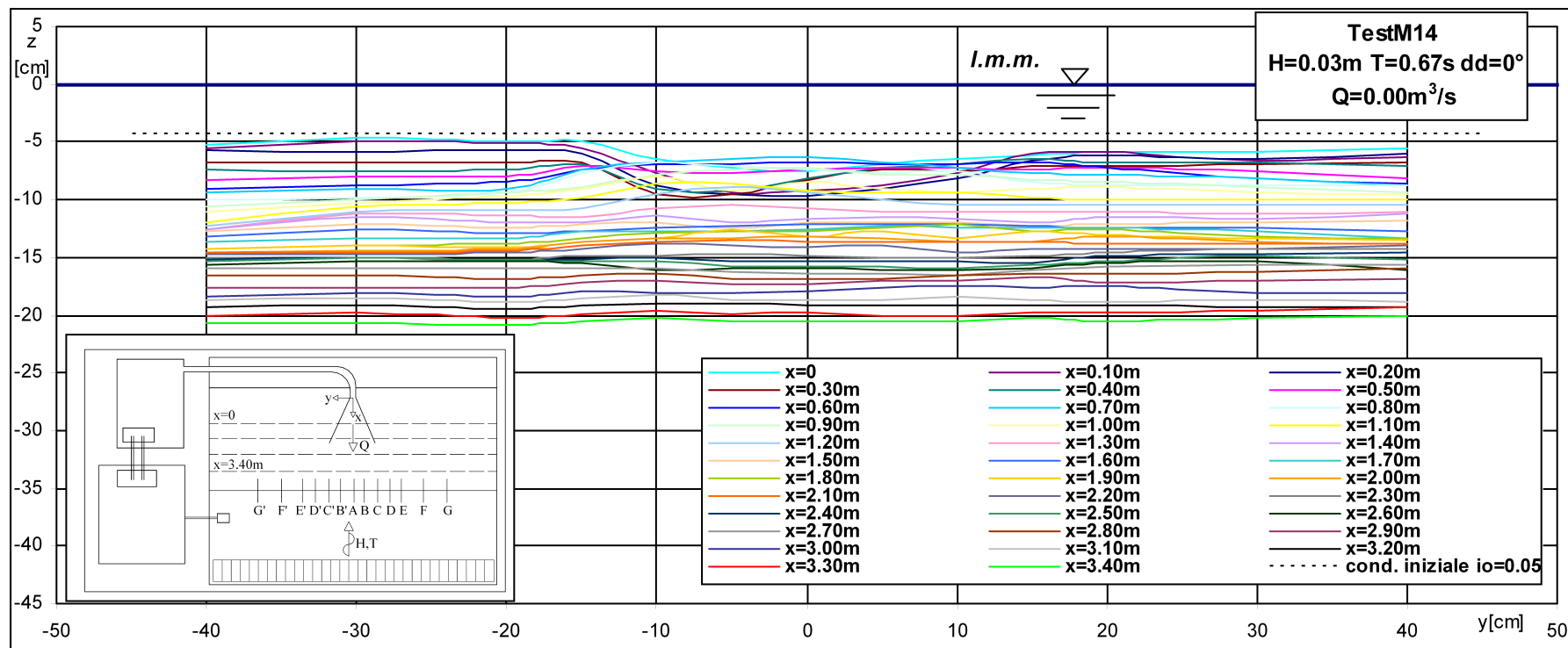


Figura III.21. Profili longitudinali (condizione di modellamento iniziale)

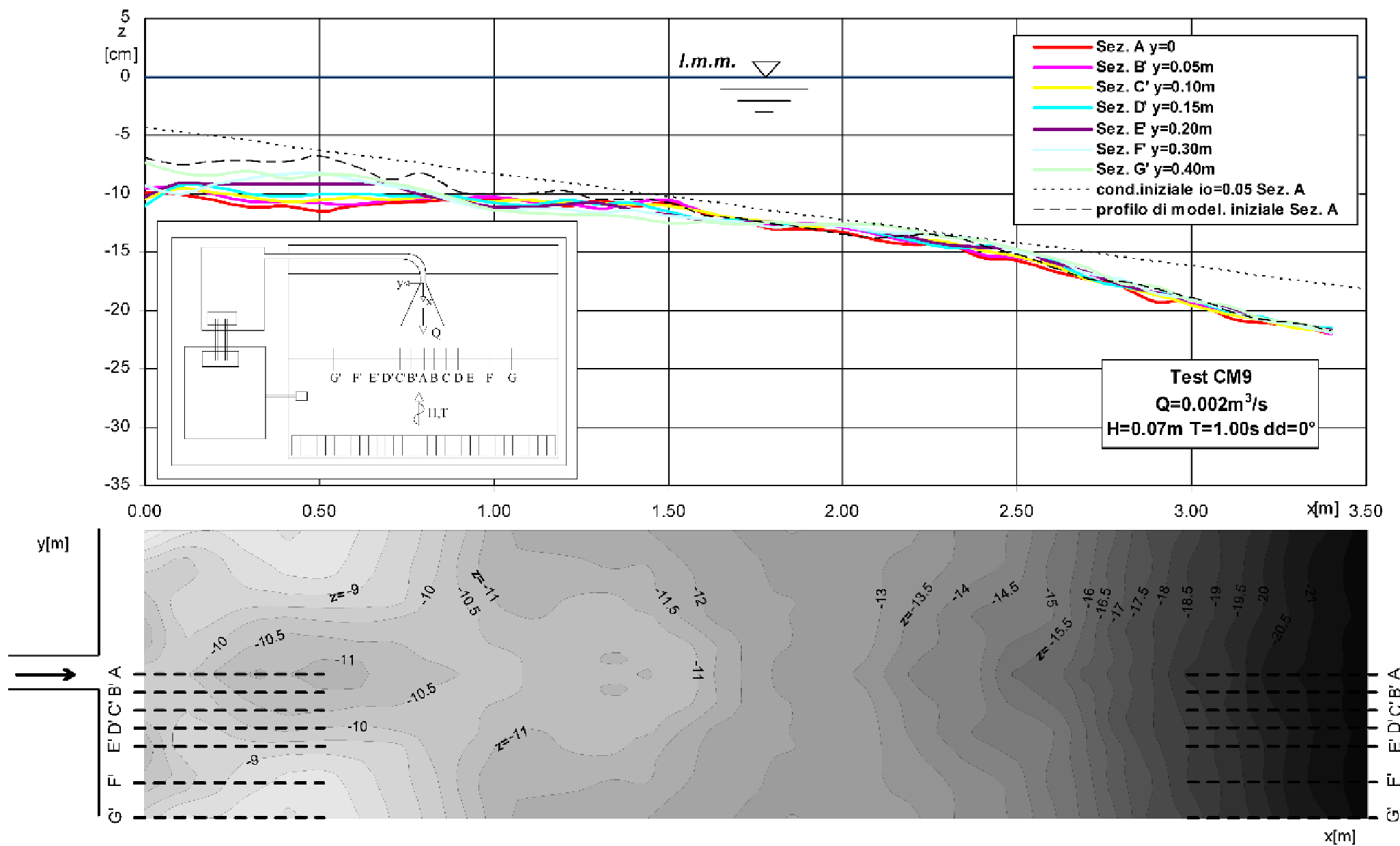


Figura III.22. Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (caso c – test9)

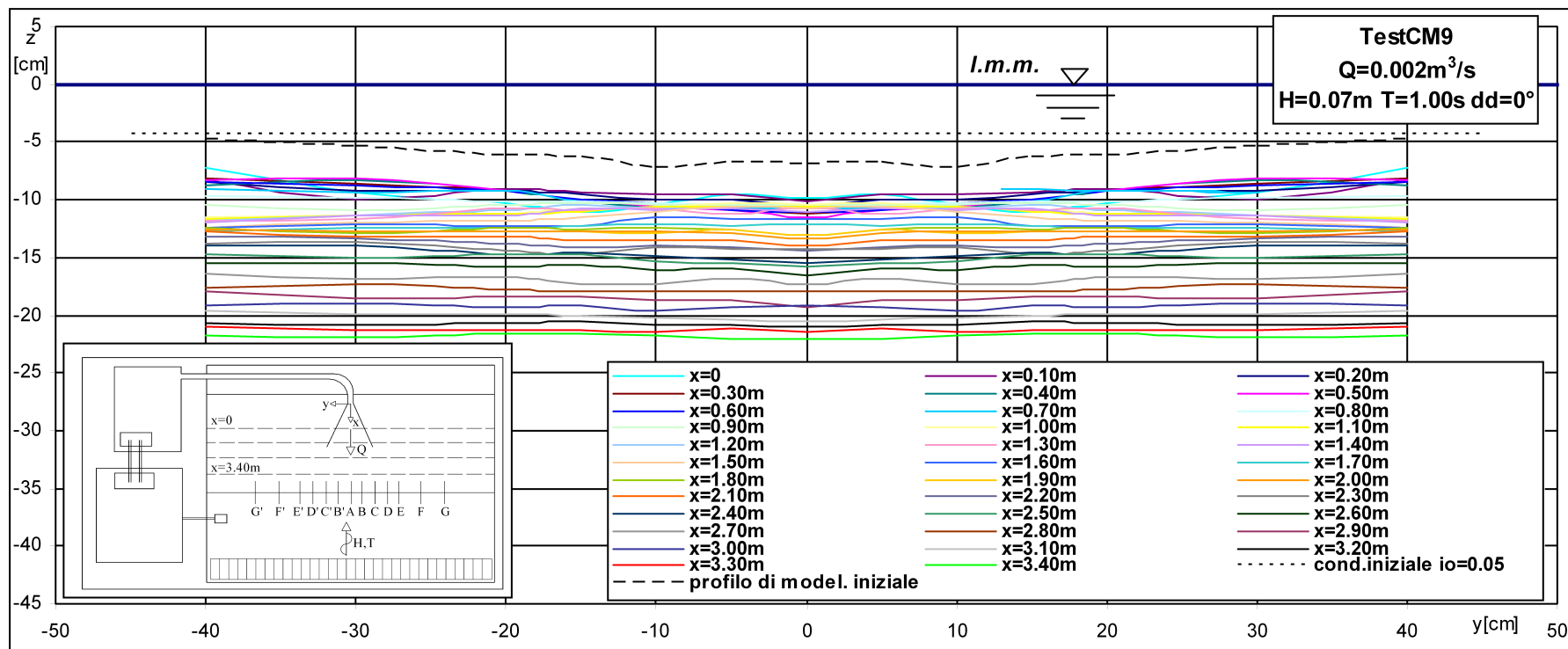


Figura III.23. Profili longitudinali (caso c - test9)

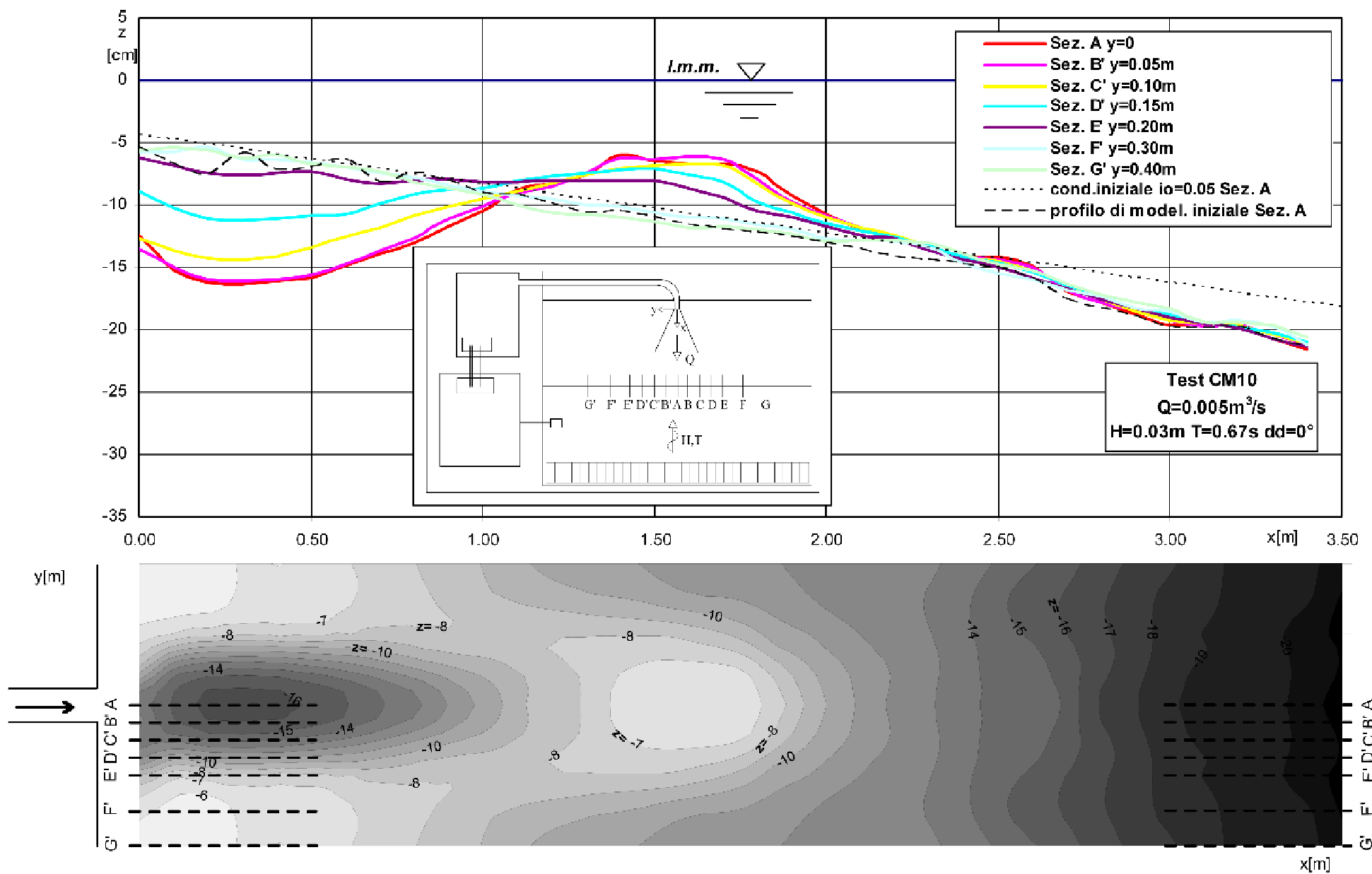


Figura III.24. *Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (caso c - test10)*

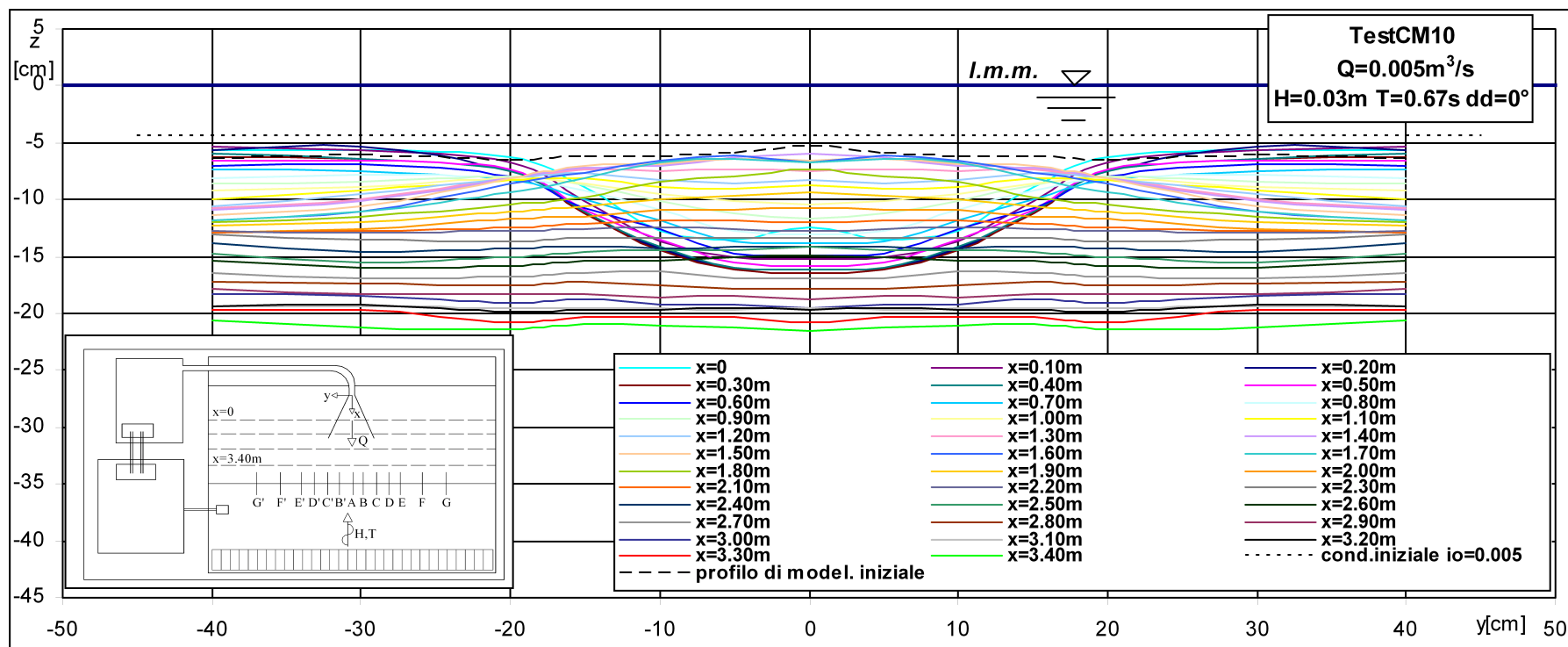


Figura III.25. Profili longitudinale (caso c - test10)

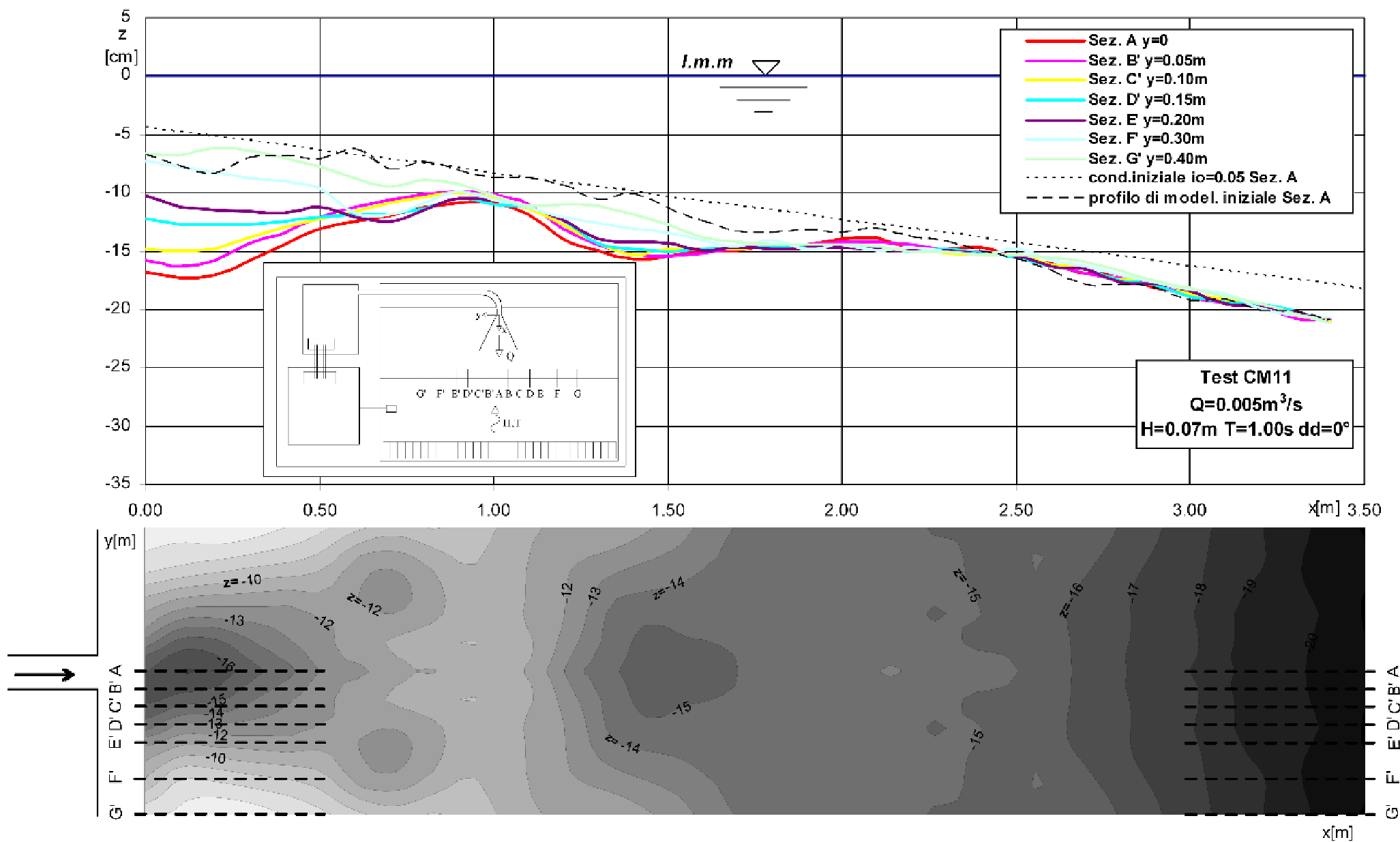


Figura III.26. *Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (caso c – test11)*

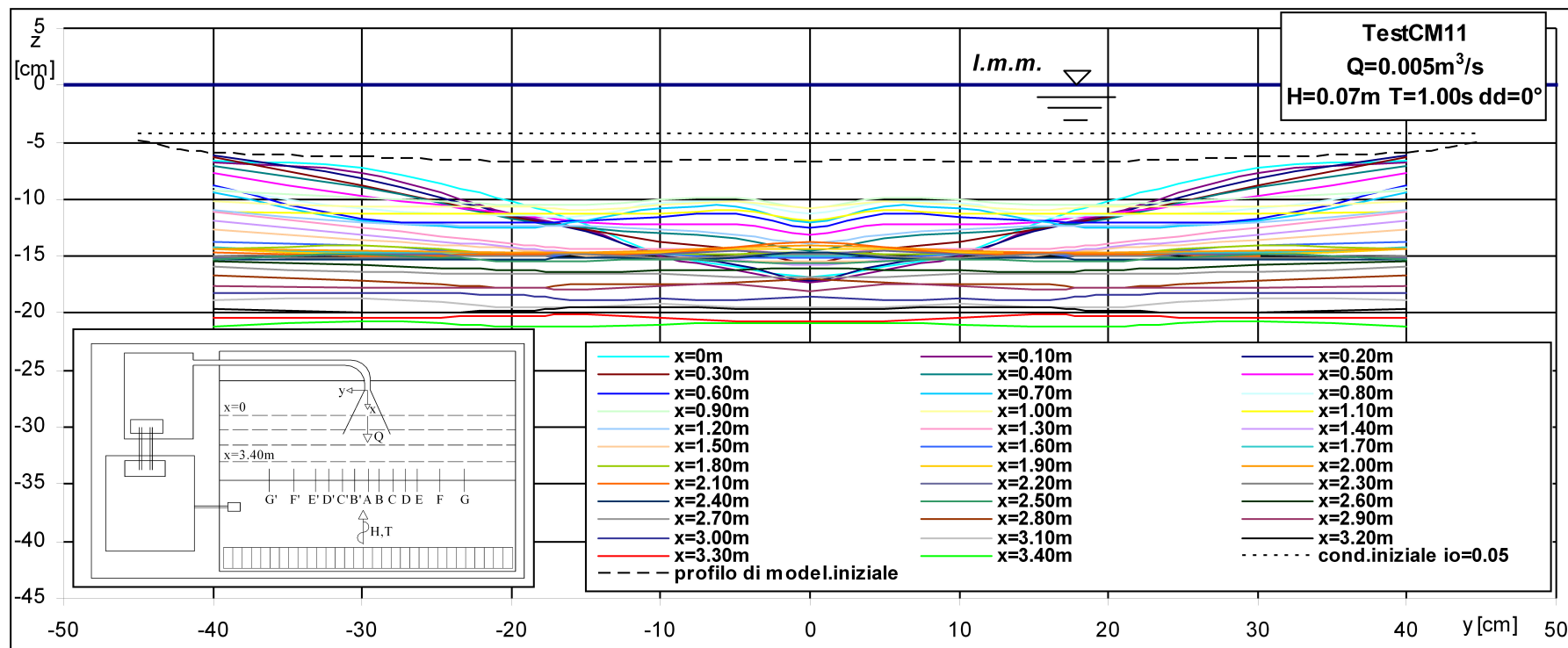


Figura III.27. Profili longitudinali (caso c – test11)

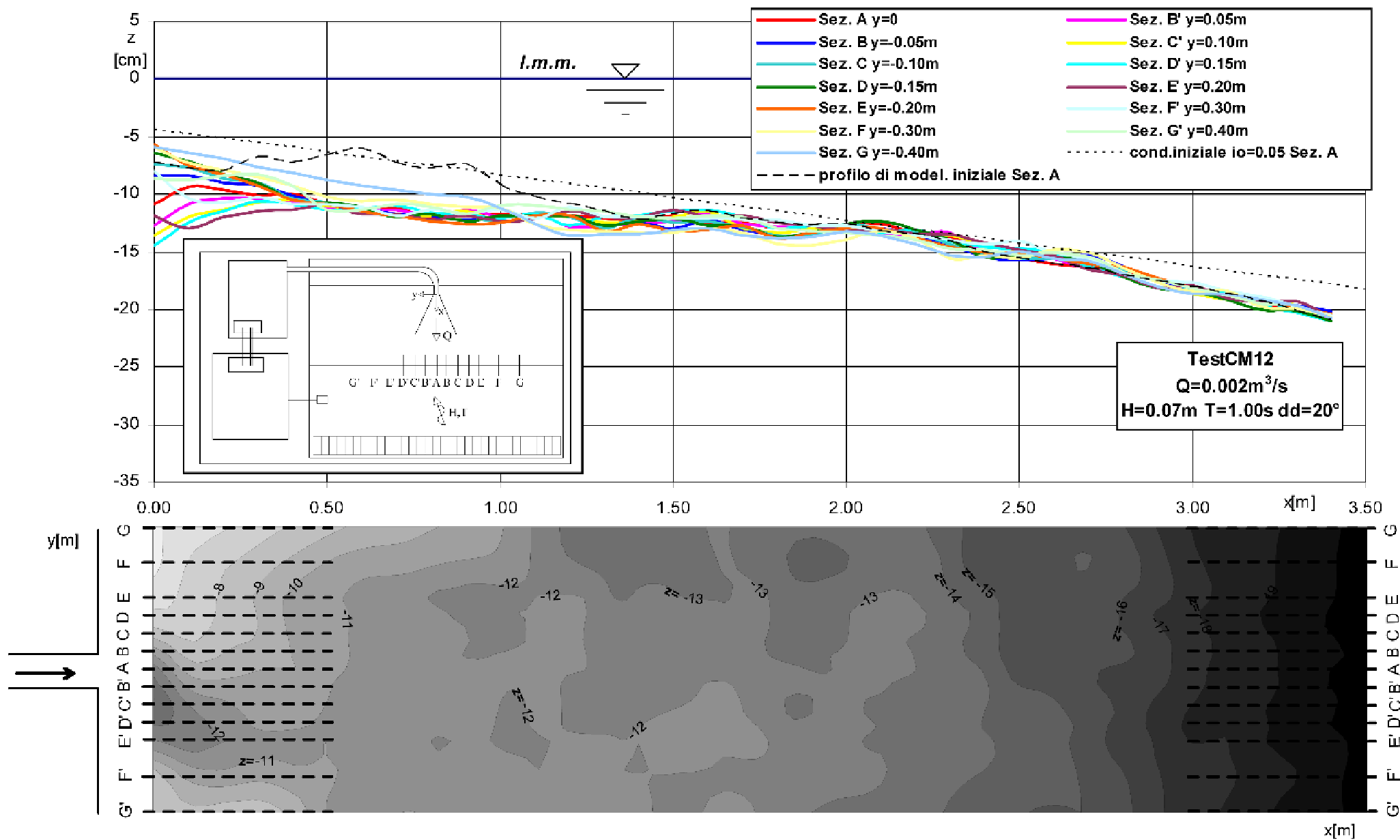


Figura III.28. Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (caso c – test12)

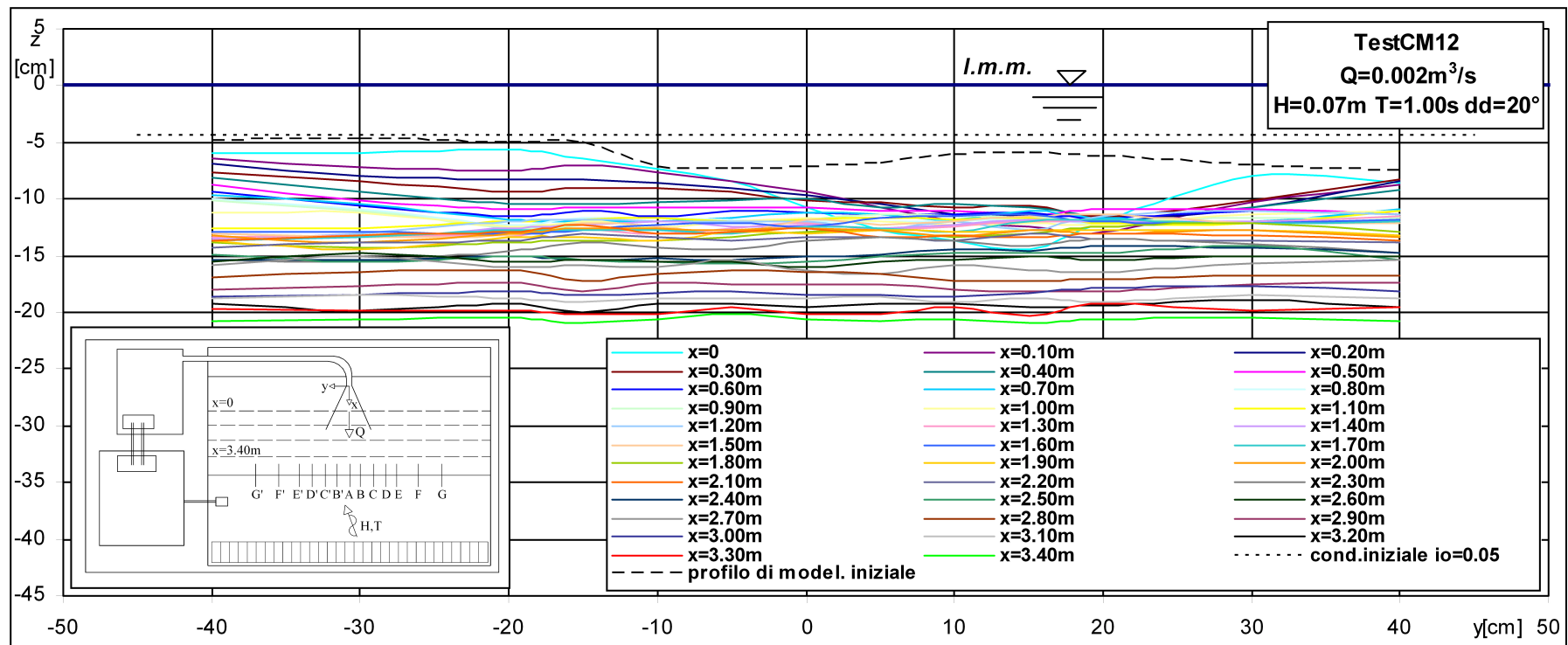


Figura III.29. Profili longitudinali (caso c – test12)

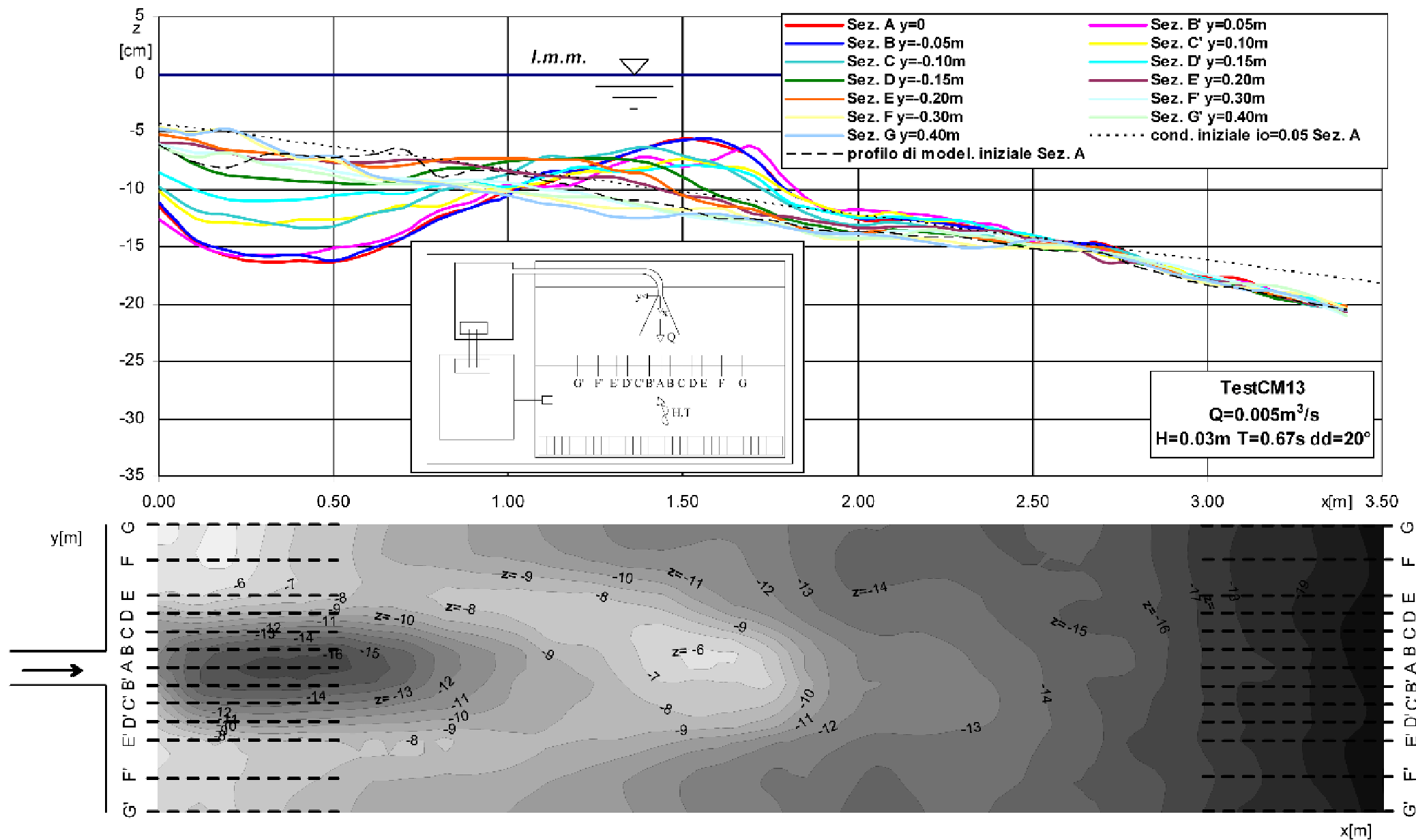


Figura III.30. Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (caso c – test13)

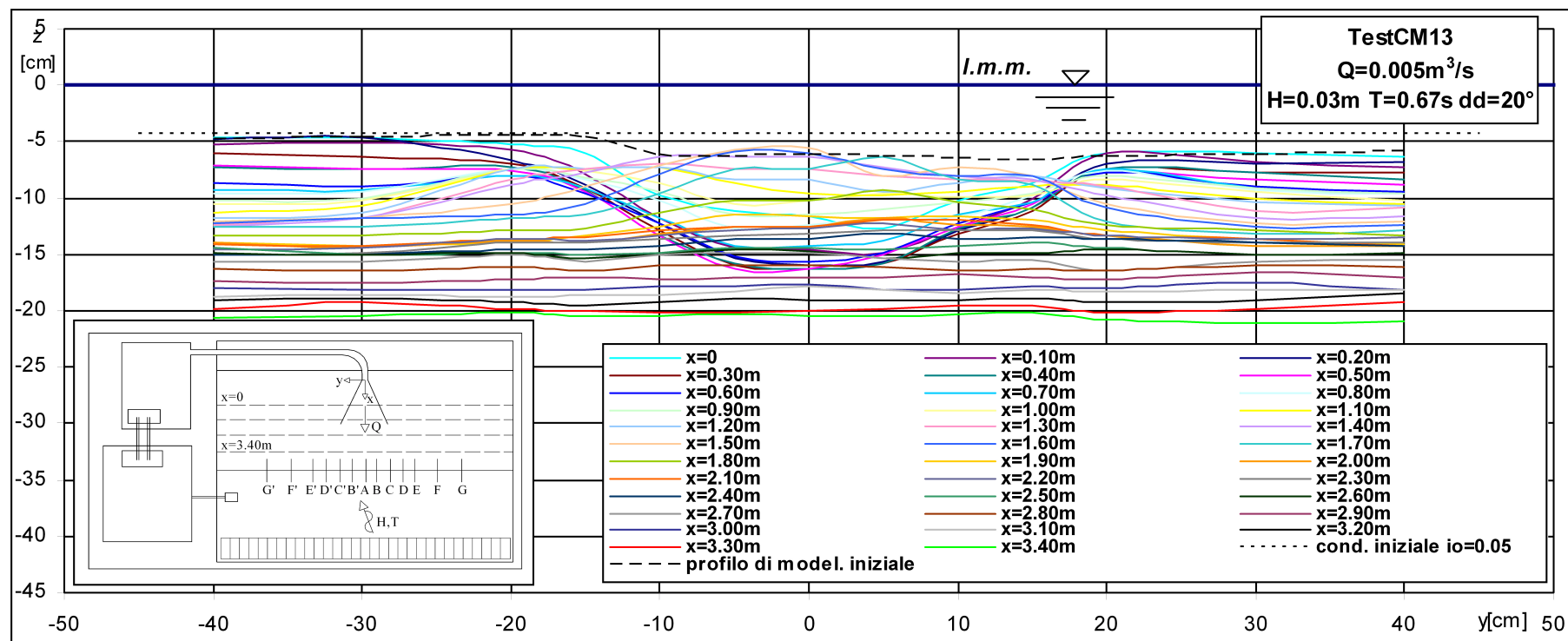


Figura III.31. Profili longitudinali (caso c – test13)

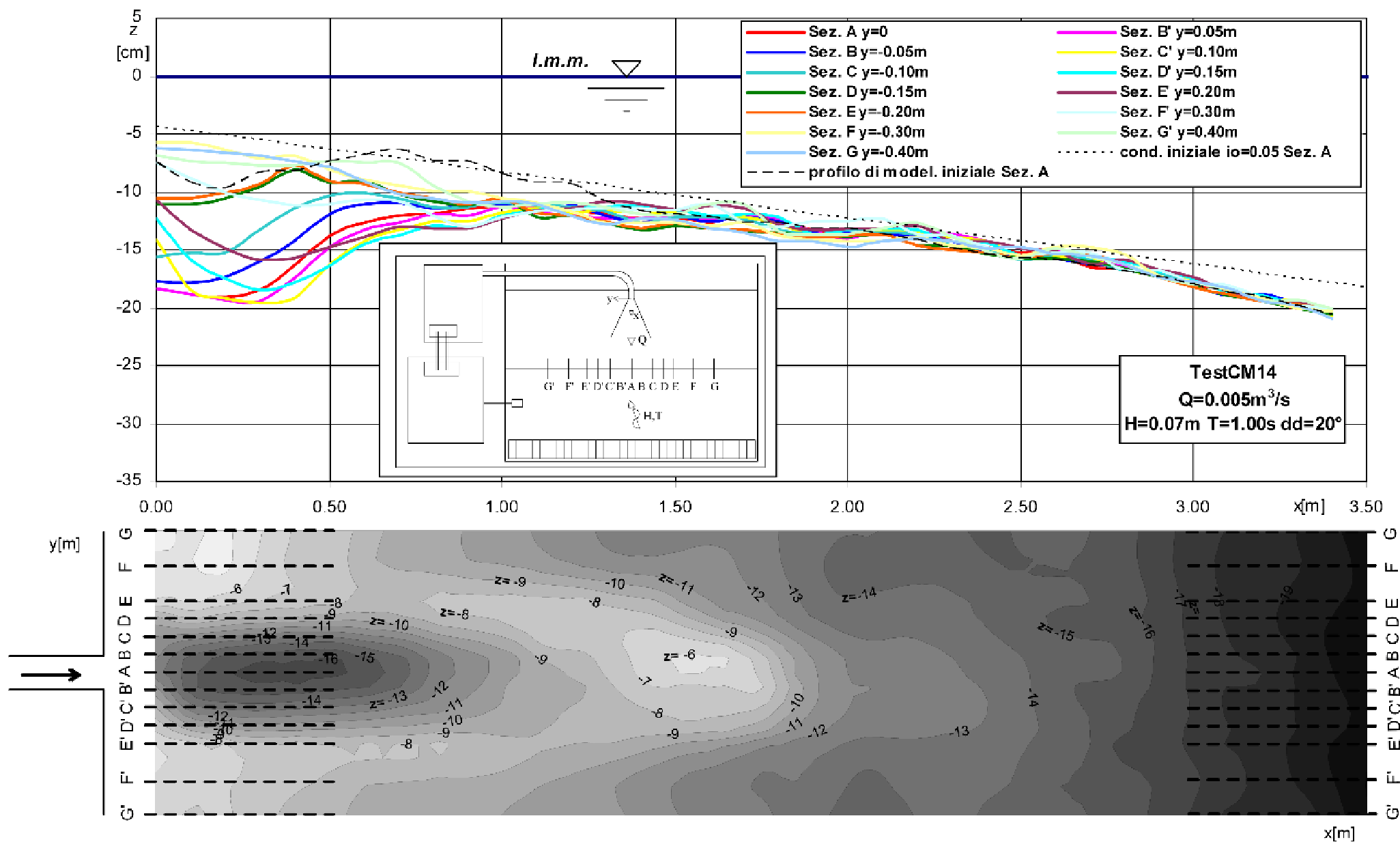


Figura III.32. Profili trasversali e ricostruzione della batimetria di fondo (caso c – test14)

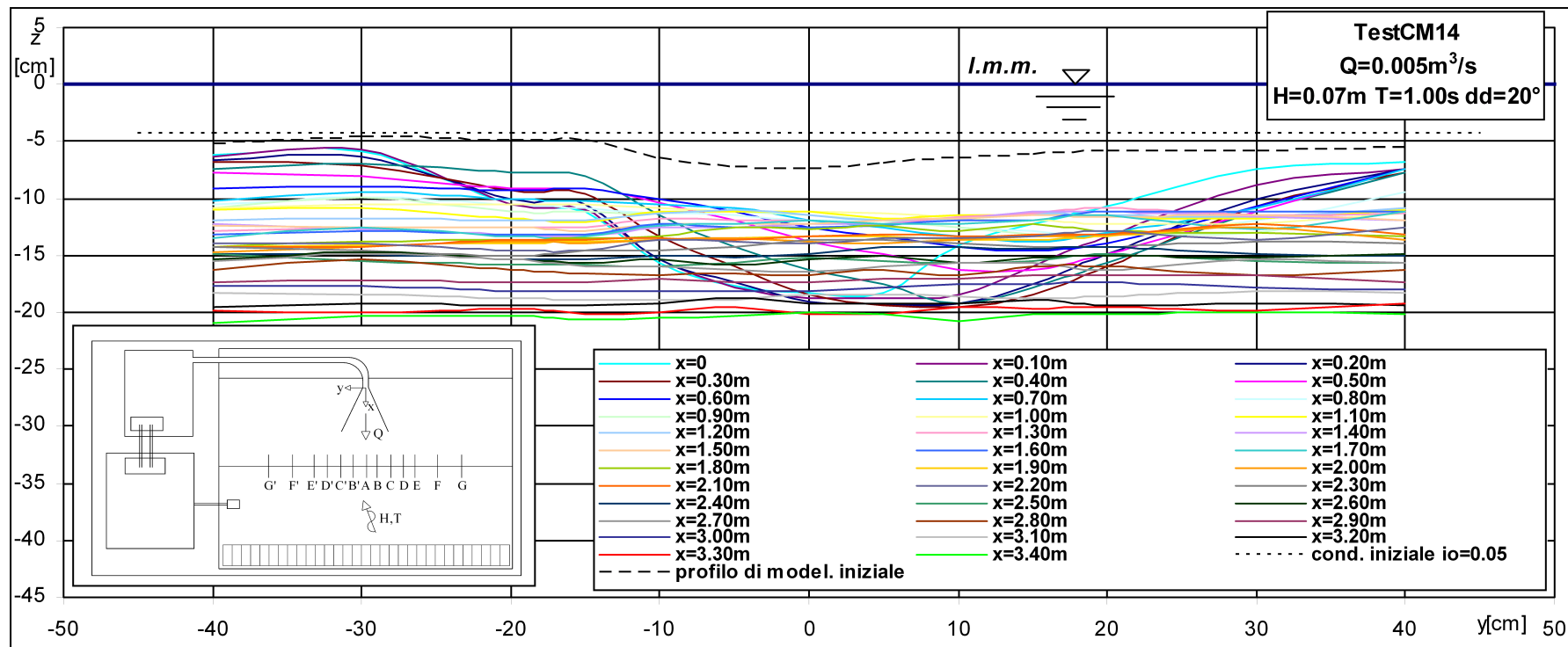


Figura III.33. Profili longitudinali (caso c – test14)

CAPITOLO IV

ANALISI DEI RISULTATI

IV.1 LOCALIZZAZIONE E PROFONDITA' DELLE AREE DI ESCAVAZIONE

Come già osservato precedentemente, l'effetto dell'interazione corrente-moto ondoso determina zone di escavazione in prossimità della foce molto più pronunciate rispetto a quelle di accumulo, che diventano apprezzabili solo nel caso in cui l'azione della corrente predomina su quella del moto ondoso.

Al fine di caratterizzare le zone di escavazione, sono stati introdotti due parametri geometrici, δ_{\max}^- ed l_{\max}^- , che rappresentano rispettivamente la massima profondità di escavazione e la sua distanza, lungo l'asse del getto, dallo sbocco della canaletta (Figura IV.1). In particolare il parametro δ_{\max}^- rappresenta la massima profondità di escavazione valutata rispetto alla *condizione iniziale* ($i_o=0.05$).

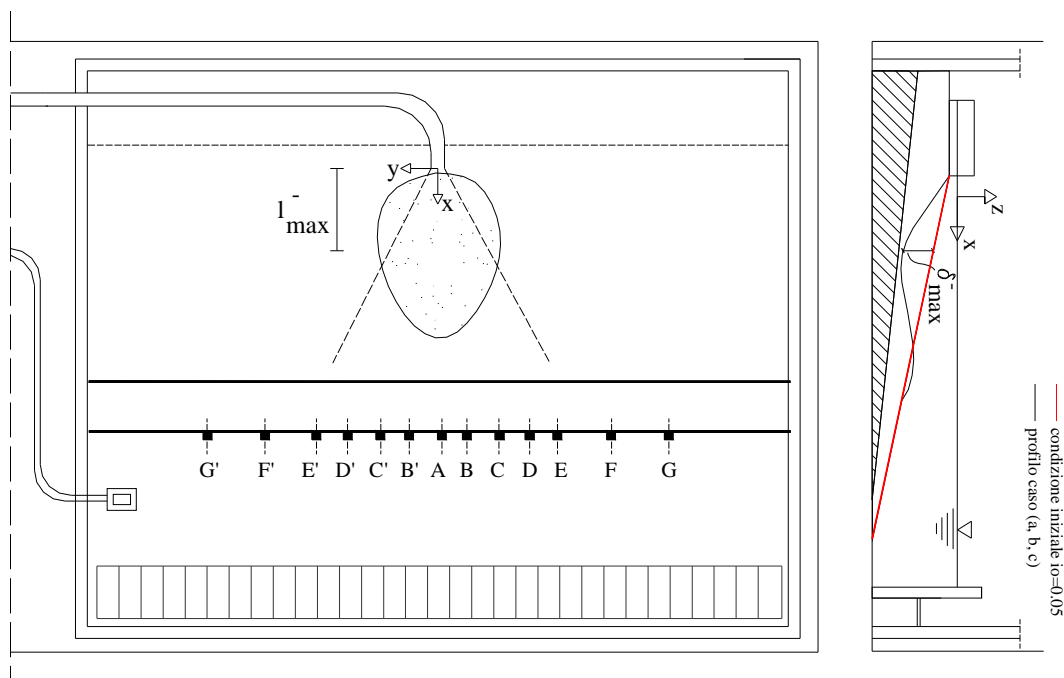


Figura IV.1. Schema per la definizione dei parametri δ_{\max}^- e l_{\max}^-

L'entità dell'azione delle forzanti corrente-moto ondoso sulla variazione morfologica del fondale è stata valutata mediante due parametri idrodinamici: la spinta S_Q dovuta alla corrente e quella S_H dovuta al moto ondoso, stimate in corrispondenza della massima profondità di escavazione.

In particolare, i parametri geometrici δ_{\max}^- ed l_{\max}^- sono stati correlati alla differenza $S=S_Q-S_H$ introdotta al fine di evidenziare il peso relativo delle due forzanti (evidentemente quando la corrente domina sul moto ondoso si ha $S>0$, se il moto ondoso prevale sulla corrente è $S<0$).

Il valore della spinta S_Q (N/m), di cui si è portato in conto solo l'aliquota dovuta alla quantità di moto trascurando quella relativa alla spinta idrostatica, è stato calcolato mediante la relazione:

$$S_Q = \rho V^2 A \quad (\text{IV.1})$$

dove:

- ρ è la densità dell'acqua pari a 1000kg/m³;
- V è la velocità di riferimento della corrente;
- A è la sezione idrica ($A=b \cdot x \cdot h$ con h tirante idrico valutato in corrispondenza della massima profondità di escavazione, δ_{\max}^- , e b larghezza della zona di escavazione).

In particolare il valore della velocità di riferimento V è stato assunto pari alla media dei valori misurati in corrispondenza del tirante idrico h in 4 punti posti a distanza di 0.035m.

Come nel caso della corrente, anche per il moto ondoso la spinta S_H (N/m) è stata valutata tenendo conto solo della aliquota dovuta alla quantità di moto; pertanto l'espressione utilizzata è la seguente (Longuet-Higgins, 1970):

$$S_H = E \left(\frac{2kh}{\sin 2kh} + \frac{1}{2} \right) \quad (\text{IV.2})$$

dove:

- E è l'energia dovuta al passaggio dell'onda pari a $E = \frac{1}{16} \gamma H^2$, in cui γ è il peso specifico dell'acqua (N/m^3) ed H è l'altezza d'onda valutata in corrispondenza di h ;
- K è il numero d'onda;
- h è il tirante idrico in corrispondenza di δ_{\max}^- .

In Figura IV.2 sono riportati i valori di δ_{\max}^- in funzione di S per la condizione di sola corrente (caso a-tests 1÷4), di solo moto ondoso (caso b tests 5÷8) e per la condizione corrente-moto ondoso (caso c-tests 9÷26). Giova osservare che nel caso a) il valore del parametro S è pari a $S=S_Q$ e nel caso b) $S=S_H$.

Dal grafico di Figura IV.2, si nota che, nel caso a), al crescere di S il valore della massima profondità di escavazione δ_{\max}^- cresce fino a raggiungere un valore massimo pari a circa 0.07m per $S \approx 7 \text{N/m}$ (test4).

Nel caso b), i valori di δ_{\max}^- risultano essere più piccoli rispetto alla condizione a) e crescenti al crescere di S fino a raggiungere un valore massimo pari a circa 0.03m per $S \approx 4 \text{N/m}$ (test8).

Nel caso c), di interazione corrente-moto ondoso, per $S > 0$ i valori di δ_{\max}^- risultano maggiori rispetto al caso a) e crescenti al decrescere di S , sia nel caso di attacco ortogonale che di attacco obliquo. Inoltre, nel caso in cui $S_Q \gg S_H$ (tests10 e test13), la direzione di propagazione del moto ondoso non influenza l'entità della massima escavazione, risultando i valori δ_{\max}^- pressoché coincidenti. Al decrescere di S , fino a raggiungere un valore di S all'incirca uguale a zero, il valore di δ_{\max}^- , nel caso di attacco obliquo (test14), raggiunge il valore più elevato e pari a 0.14m.

Per $S < 0$ i valori di δ_{\max}^- , sia per $dd=0^\circ$ che per $dd=20^\circ$, sono più elevati rispetto al caso b) e sono crescenti al decrescere di S . In particolare nel caso di attacco obliquo i valori di δ_{\max}^- sono più elevati che per attacco frontale e presentano un valore massimo pari a circa 0.13m per $S=0.40 \text{N/m}$ (test26).

Al fine di fornire un criterio per la stima quantitativa dei valori della massima profondità di escavazione, δ_{\max}^- , in Figura IV.2 sono riportate le curve interpolatrici dei punti sperimentali δ_{\max}^- al variare di S , per tutti i casi esaminati, (caso a), b), c)). Sono state così ottenute le seguenti relazioni empiriche:

$$\delta_{\max}^- = 2.2 + 0.7S \quad (\text{caso a}) \quad (S_H=0) \quad (\text{IV.3})$$

$$\delta_{\max}^- = 1.1 - 0.4S \quad (\text{caso b}) \quad (S_Q=0) \quad (\text{IV.4})$$

$$\delta_{\max}^- = 11.2 - 0.9 \ln(S) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=0^\circ \ S>0) \quad (\text{IV.5})$$

$$\delta_{\max}^- = 12.7 - 1.4 \ln(S) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=20^\circ \ S>0) \quad (\text{IV.6})$$

$$\delta_{\max}^- = 8.3 - 2.5 \ln(S) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=0^\circ \ S<0) \quad (\text{IV.7})$$

$$\delta_{\max}^- = 10.7 - 2.2 \ln(S) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=20^\circ \ S<0) \quad (\text{IV.8})$$

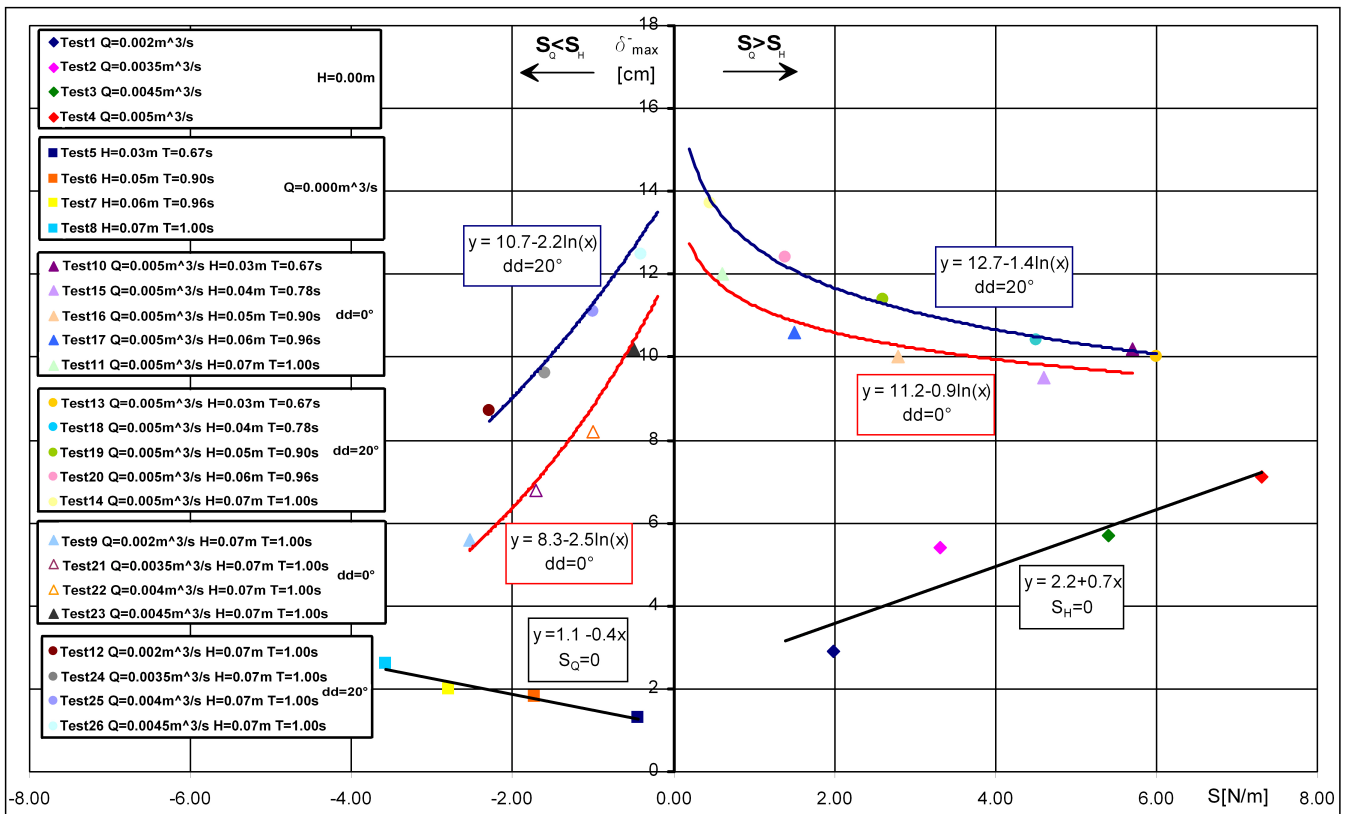


Figura IV.2. Valori di δ_{\max}^- al variare di S

I valori, l_{\max}^- , al variare del parametro S , rappresentanti la distanza dallo sbocco della massima profondità di escavazione, sono riportati in Figura IV.3 per tutte le prove effettuate. Come si evince dal grafico mostrato, nel caso a), la massima profondità di escavazione si localizza ad una distanza dallo sbocco, l_{\max}^- pari a circa 0.50m per $S \approx 2\text{N/m}$ (test1), e ad una distanza pari a circa 0.80m per $S \approx 7\text{N/m}$ (test4).

Nel caso b) per valori elevati della spinta $S \approx 4\text{N/m}$ (test8), δ_{\max}^- si localizza in prossimità dello sbocco ad l_{\max}^- pari a 0.50m e per $S \approx 0.5\text{N/m}$ (test5) ad una distanza pari a 0.80m.

Nel caso di interazione corrente-moto ondoso (caso c) e per $S > 0$, i valori di l_{\max}^- sono minori rispetto a quelli riscontrati nel caso di sola corrente. In particolare, la localizzazione della massima profondità di escavazione, l_{\max}^- , non dipende dalla direzione di propagazione del moto ondoso, e assume valori pari a circa 0.60m per $S_Q \gg S_H$ (test10 e test13) e valori pari a circa 0.40m per S pari all'incirca a zero (test11 e test14).

Per $S < 0$, la massima profondità di escavazione si localizza invece più vicino allo sbocco rispetto al caso b), con valori di l_{\max}^- crescenti al decrescere della spinta S , fino a raggiungere un valore pari a circa 0.40m per $S = 0.4\text{N/m}$ (test26). Analogamente al caso $S > 0$ la direzione di propagazione del moto ondoso non influenza in modo significativo la localizzazione l_{\max}^- della massima profondità di escavazione.

In Figura IV.3 sono rappresentate le rette interpolatrici dei punti sperimentali, l_{\max}^- in funzione di S ; le espressioni empiriche ottenute sono le seguenti:

$$l_{\max}^- = 37.3 + 5.4S \quad (\text{caso a}) \quad (S_H=0) \quad (\text{IV.9})$$

$$l_{\max}^- = 78.2 + 9.5S \quad (\text{caso b}) \quad (S_Q=0) \quad (\text{IV.10})$$

$$l_{\max}^- = 32.5 + 3.7S \quad (\text{caso c}) \quad (S > 0 \text{ } dd=0^\circ \text{ e } dd=20^\circ) \quad (\text{IV.11})$$

$$l_{\max}^- = 35.7 + 3.7S \quad (\text{caso c}) \quad (S < 0 \text{ } dd=0^\circ \text{ e } dd=20^\circ) \quad (\text{IV.12})$$

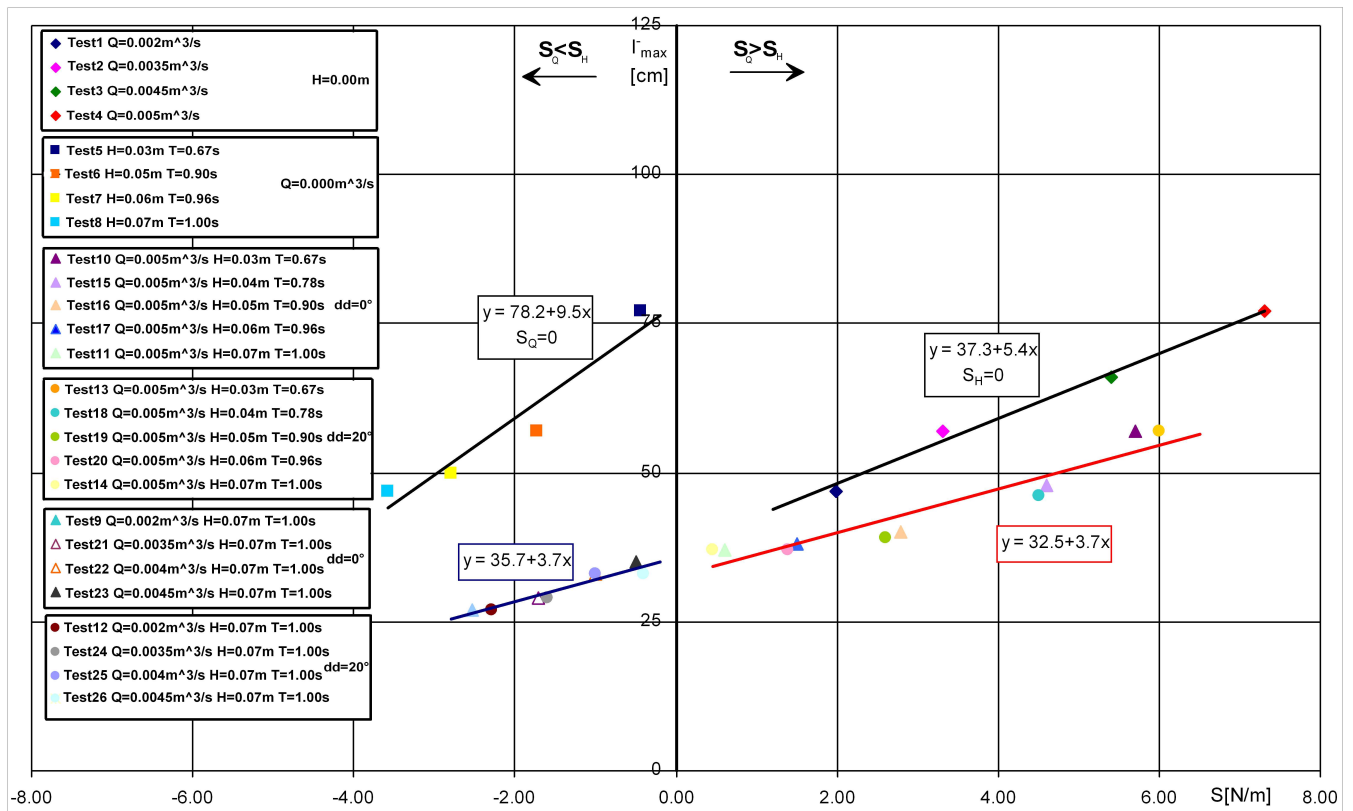


Figura IV.3. Valori di l_{\max}^- al variare di S

IV.2 ANALISI MORFOLOGICA DEI PROFILI LONGITUDINALI

La variazione morfologica delle zone di escavazione trasversalmente all'asse del getto è stata analizzata introducendo i seguenti parametri (Figura IV.4):

- δ^- che rappresenta la profondità di escavazione lungo l'asse y valutata nelle sezioni di misura considerate;
- l_L che rappresenta il rapporto tra la distanza y di ciascuna sezione di misura dalla sezione centrale A e la larghezza b_o della canaletta.

Il parametro δ^- , valutato per il caso di interazione corrente moto ondos (caso c) rispetto alla *condizione iniziale* ($i_o=0.05$), è stato stimato, lungo l'asse x , in punti singolari posizionati ad un intervallo di 0.10m.

Come già osservato, le zone di accumulo sono meno pronunciate rispetto a quelle di escavazione e diventano apprezzabili solo nel caso in cui la corrente predomina sul moto ondos (test10 e test13). Pertanto solo in tali casi è stato possibile definire il parametro δ^+ in funzione di l_L , che rappresenta l'altezza della zona di accumulo valutata rispetto alla *condizione iniziale* ($i_o=0.05$) (Figura IV.4).

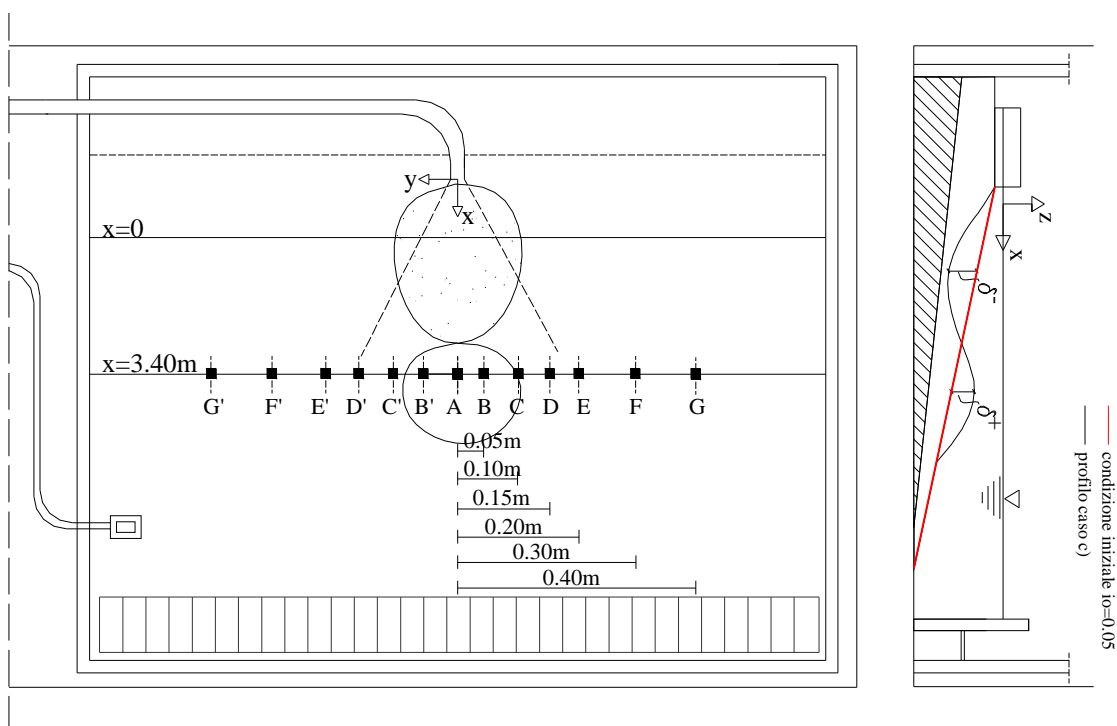


Figura IV.4. Schema per la definizione dei parametri δ^- , δ^+ e l_L

Nelle Figure IV.5-IV.6-IV.8-IV.9-IV.10-IV.12 sono riportati i valori di δ^- in funzione di l_L , per i tests 9÷14. Relativamente ai test 9÷11, tenuto conto delle condizioni di simmetria rispetto all'asse longitudinale del getto, i valori di δ^- sono stati riportati solo per le sezioni A'-B'-C'-D'-E'-F'-G'.

Dalla Figura IV.5 si evince che, nel caso in cui il moto ondoso predomina sulla corrente (testCM9), il valore di δ^- decresce lungo l'asse x al crescere della distanza dallo sbocco fino a raggiungere valori prossimi a zero per $x=1.77\text{m}$. Lungo l'asse y, la profondità di escavazione δ^- decresce all'aumentare della distanza dall'asse del getto e per $l_L=2$ assume valori compresi tra zero, per $x=1.17\text{m}$, e 0.02m , per $x=0.47\text{m}$. Il valore della massima profondità di escavazione δ_{\max}^- si localizza lungo l'asse del getto alla distanza $x=0.27\text{m}$.

Nel caso in cui predomina l'azione della corrente (testCM10), il parametro δ^- assume, come nel caso precedente, valori decrescenti al crescere di x , fino a valori prossimi a zero per $x=1.27\text{m}$ (Figura IV.6). Lungo l'asse y i valori di δ^- si riducono sensibilmente passando dal valore massimo δ_{\max}^- , localizzato lungo l'asse del getto, a valori prossimi all'unità per l_L uguali a 1.20, assumendo così un andamento a campana .

Come per δ^- , l'andamento dei valori δ^+ in funzione di l_L , è a campana (Figura IV.7), assumendo valori prossimi a zero ad $x=2.67\text{m}$.

Quando le due forzanti sono di entità paragonabile (testCM11), i valori di δ^- tendono a zero allontanandosi dallo sbocco ad una distanza x pari a 2.67m . Lungo l'asse y i valori di δ^- assumono un andamento del tipo a campana e per $l_L=2$ sono compresi tra zero, ad $x=2.67\text{m}$, e 0.014m , ad $x=0.27\text{m}$. (Figura IV.8).

Nel caso di moto ondoso obliquo e di entità maggiore rispetto alla corrente (testCM12), i valori di δ^- decrescono al crescere di x con valori nulli ad $x=1.77\text{m}$. Lungo l'asse y per valori di $l_L=2$ i valori di δ^- continuano ad essere significativi e compresi tra zero, ad $x=1.77\text{m}$, e circa 0.04m , ad $x=1.17\text{m}$. Analogamente per $l_L=-2$ i valori di δ^- sono più piccoli e compresi tra zero, ad

$x=0.77\text{m}$, e circa 0.020m , ad $x=1.47\text{m}$ (Figura IV.9). La massima profondità di escavazione δ_{\max}^- si localizza ad una distanza l_L pari a 0.750 ossia ad una valore di y pari a 0.750 volte la larghezza della canaletta b_0 .

Per il testCM13 (Figura IV.10) essendo la corrente predominante rispetto al moto ondoso l'andamento dei valori di δ^- risulta a campana e quasi simmetrico rispetto all'asse del getto, con la localizzazione del valore massimo ad $l_L=0$. Per l_L pari a ± 1.0 i valori di δ^- sono prossimi a zero, ossia la larghezza della zona di escavazione è pari a 2 volte la larghezza della canaletta, b_0 .

Per quanto riguarda la zona di accumulo essa si localizza ad una distanza dallo sbocco di 1.37m e si estende fino ad $x=2.67\text{m}$, con un valore massimo di δ^+ pari a 0.07m , ad $x=1.97\text{m}$ (Figura IV.11). Lungo l'asse y per $l_L=\pm 2$ i valori di δ^+ sono all'incirca pari a zero.

Per il testCM14, la presenza della corrente fa risentire i suoi effetti nelle sezioni prossime allo sbocco, determinando un andamento del tipo a campana da $x=0.27\text{m}$ ad $x=0.47\text{m}$, con il valore massimo di δ^- localizzato ad $x=0.37\text{m}$. Per $x>0.47\text{m}$ la direzione del moto ondoso ($dd=20^\circ$) determina lungo y una diversa distribuzione dei valori di δ^- rispetto all'asse del getto, e per $l_L>\pm 2$ i valori di δ^- risultano ancora maggiori dell'unità (Figura IV.12).

Per tutti i tests effettuati, al fine di definire la larghezza della zona di escavazione è stato introdotto un ulteriore parametro $l_L^* = l_{L25\%}$, che rappresenta il valore di l_L dove la profondità di escavazione δ^- è pari al 25% del valore massimo δ_{\max}^- . Il parametro l_L^* è stato correlato con quello denominato $S_0 = S_{H_0}/S_{Q_0}$, pari al rapporto tra la spinta dovuta al moto ondoso (IV.2), valutata a largo e quella della corrente (IV.1), stimata nella sezione di sbocco della canaletta.

In Figura IV.13 per i tests9÷26 è riportato l'andamento del parametro l_L^* in funzione di S_0 . Dal grafico mostrato si nota che i valori di l_L^* sono più elevati nei casi in cui la direzione di propagazione del moto ondoso è caratterizzata da un angolo di attacco pari a $dd=0^\circ$. In particolare per $S_0=0.55$ (testCM9), ossia

quando la spinta dovuta al moto ondoso S_{H_0} è pari a circa 0.55 volte quella della sola corrente S_{Q_0} , l_L^* è uguale a 4.00, e pertanto la larghezza della zona di escavazione y è pari a 4 volte la larghezza della canaletta, b_0 . Al decrescere di S_0 fino ad un valore di S_{H_0} pari a circa 0.02 volte S_{Q_0} (testCM10), i valori di l_L^* sono pari a 2.00, e così y è pari a 2 volte b_0 .

Nel caso di attacco obliquo, i valori di l_L^* sono compresi tra 3.20 per $S_0=0.55$ (testCM12) e 1.70 per $S_0 \approx 0.02$ (testCM13); ciò significa che la larghezza y della zona di escavazione è maggiore della larghezza b_0 della canaletta, per tutti i valori delle spinte considerate.

Al fine di fornire un criterio per la stima quantitativa della larghezza delle zone di escavazione nella Figura IV.13, sono state riportate le curve interpolatrici dei punti sperimentali l_L^* al variare di S_0 . Si nota che detti punti sperimentali possono essere ben interpretati da curve aventi le seguenti espressioni empiriche:

$$l_{L^*} = 4.4 + 0.6 \ln(S_0) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=0^\circ) \quad (\text{IV.13})$$

$$l_{L^*} = 3.5 + 0.4 \ln(S_0) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=20^\circ) \quad (\text{IV.14})$$

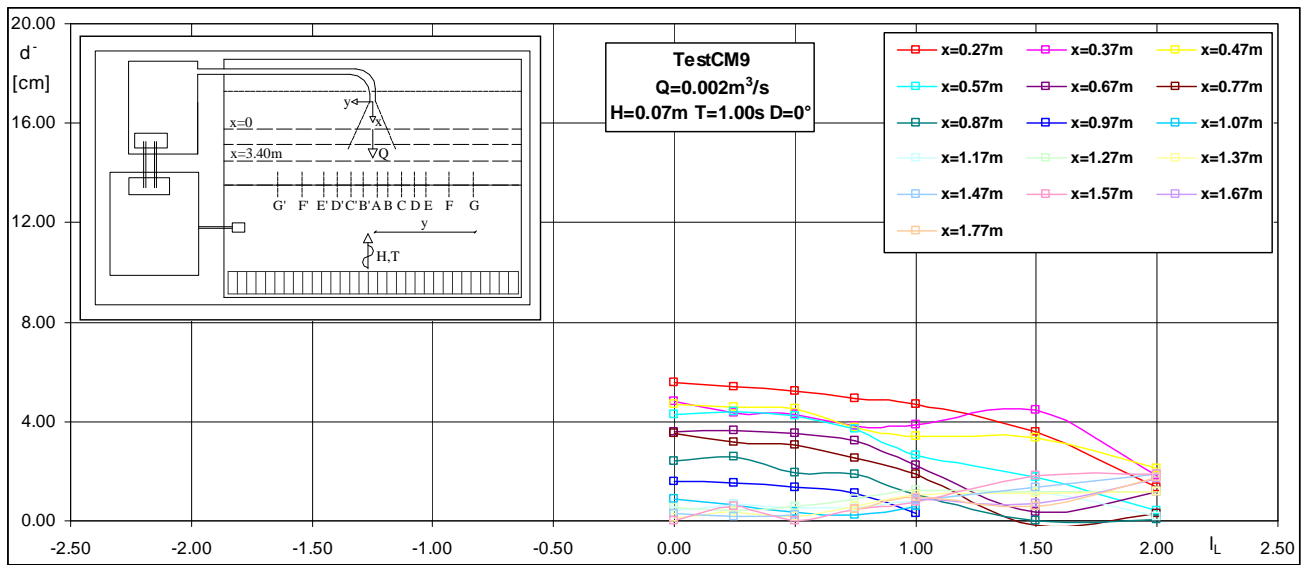


Figura IV.5. Valori del parametro δ^- al variare di l_L (testCM9)

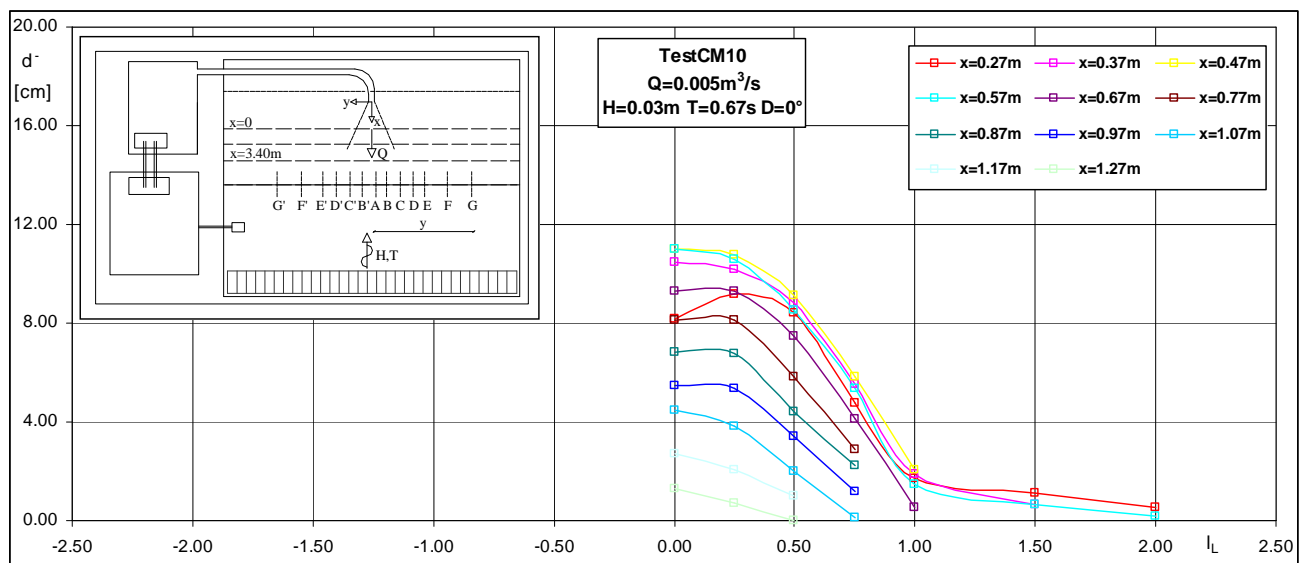


Figura IV.6. Valori del parametro δ^- al variare di l_L (testCM10)

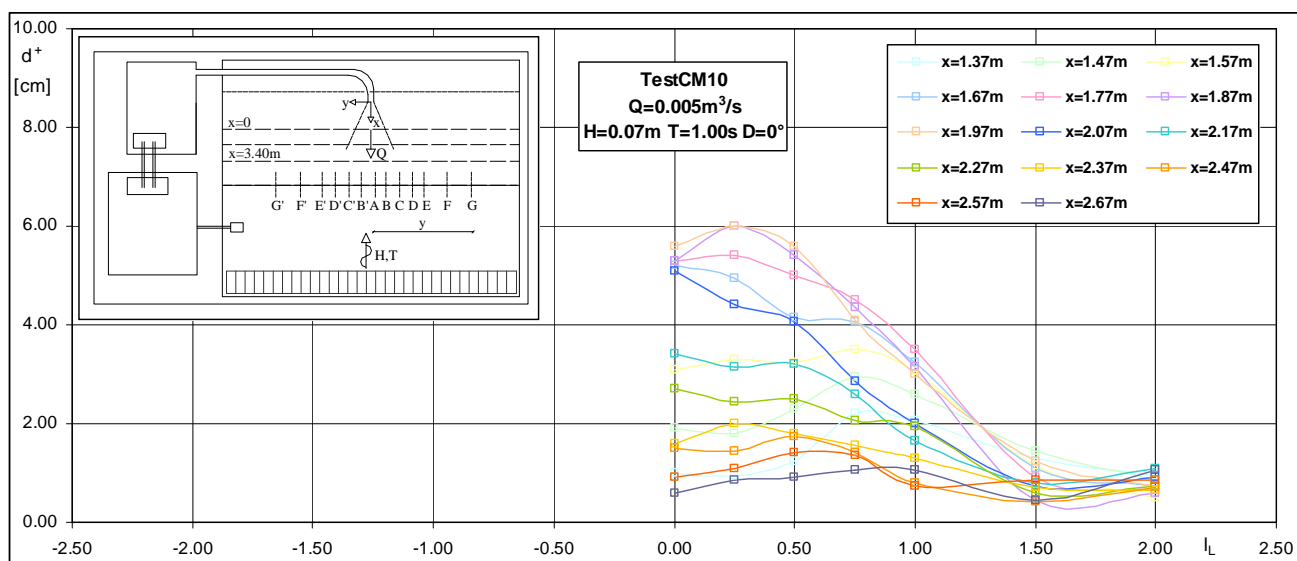


Figura IV.7. Valori del parametro δ^+ al variare di l_L (testCM10)

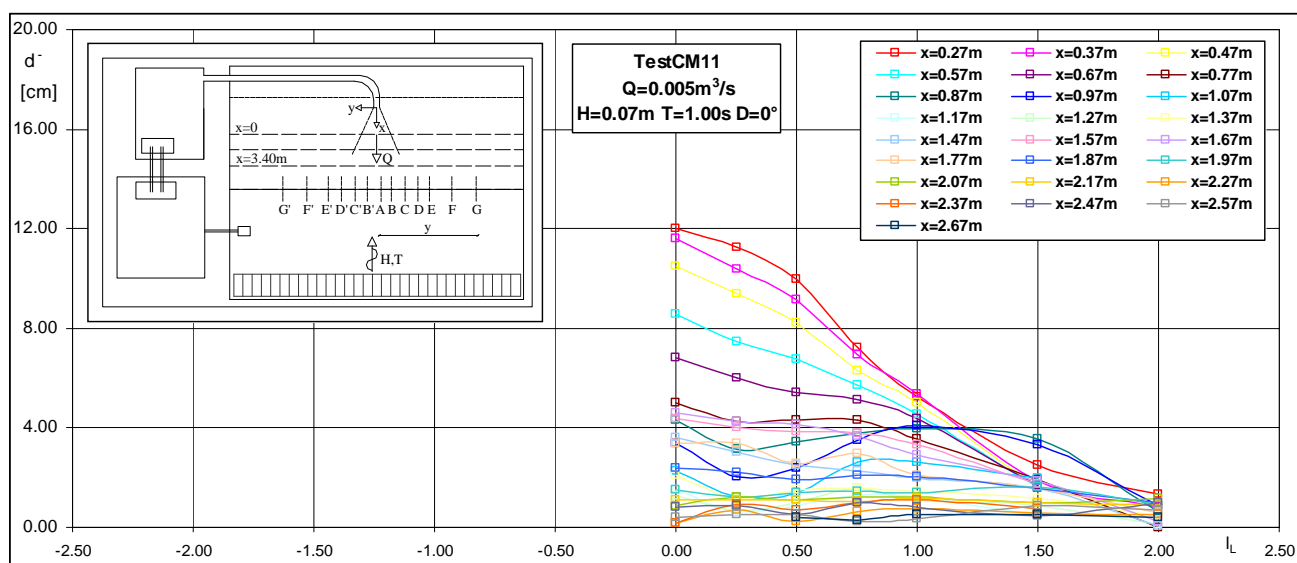


Figura IV.8. Valori del parametro δ^- al variare di l_L (testCM11)

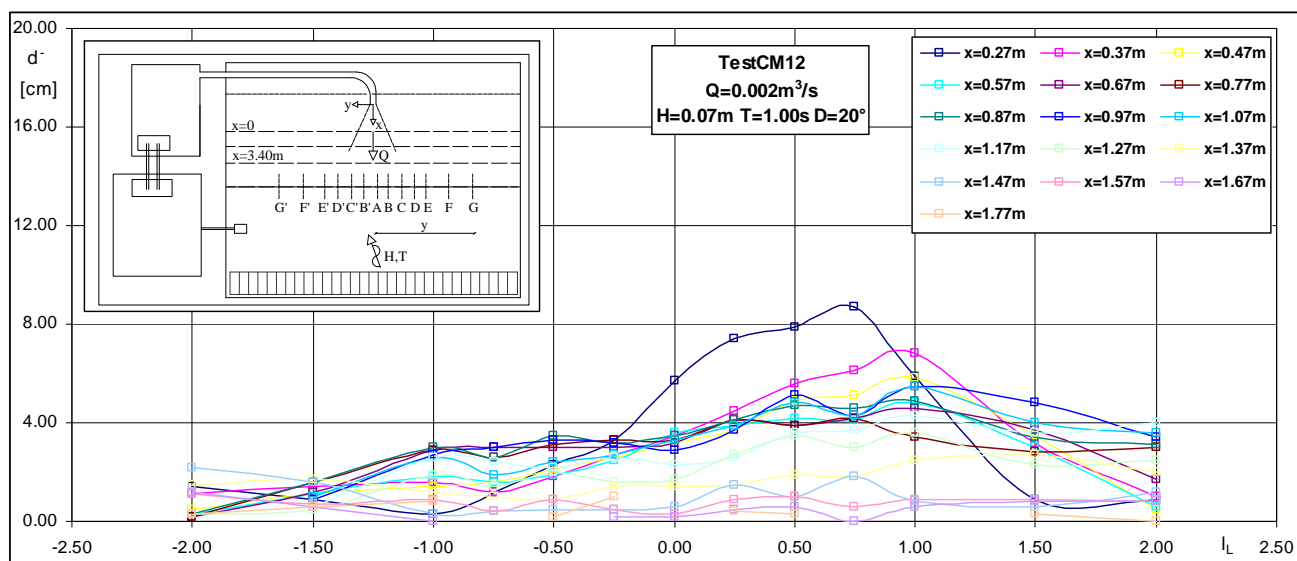


Figura IV.9. Valori del parametro δ^- al variare di l_L (testCM12)

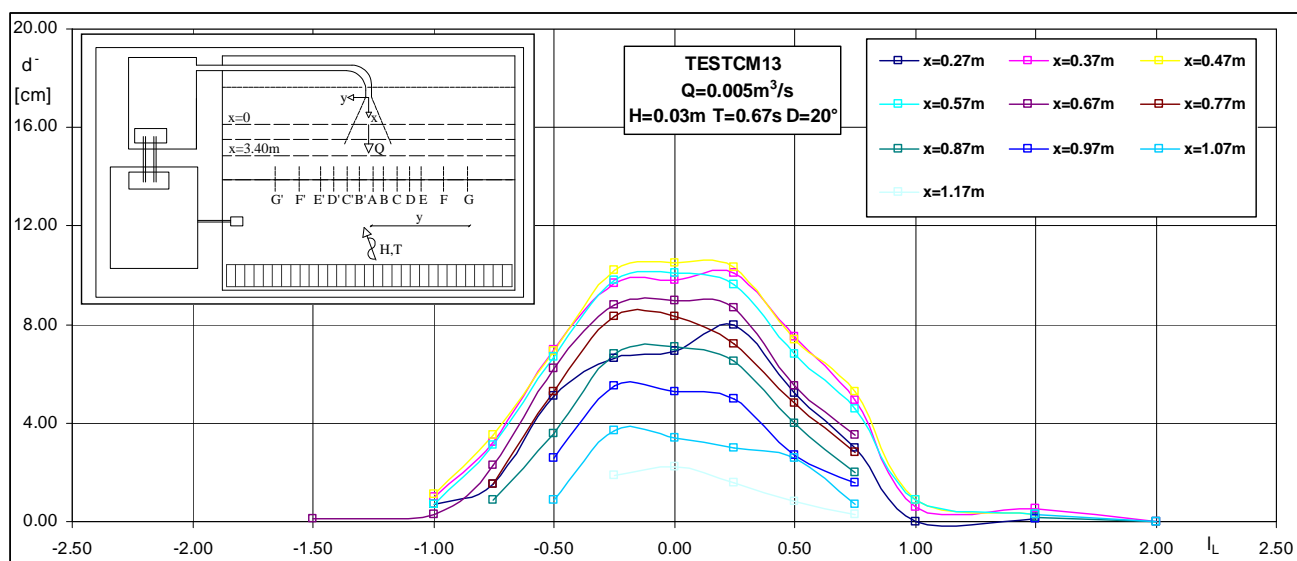


Figura IV.10. Valori del parametro δ^- al variare di l_L (testCM13)

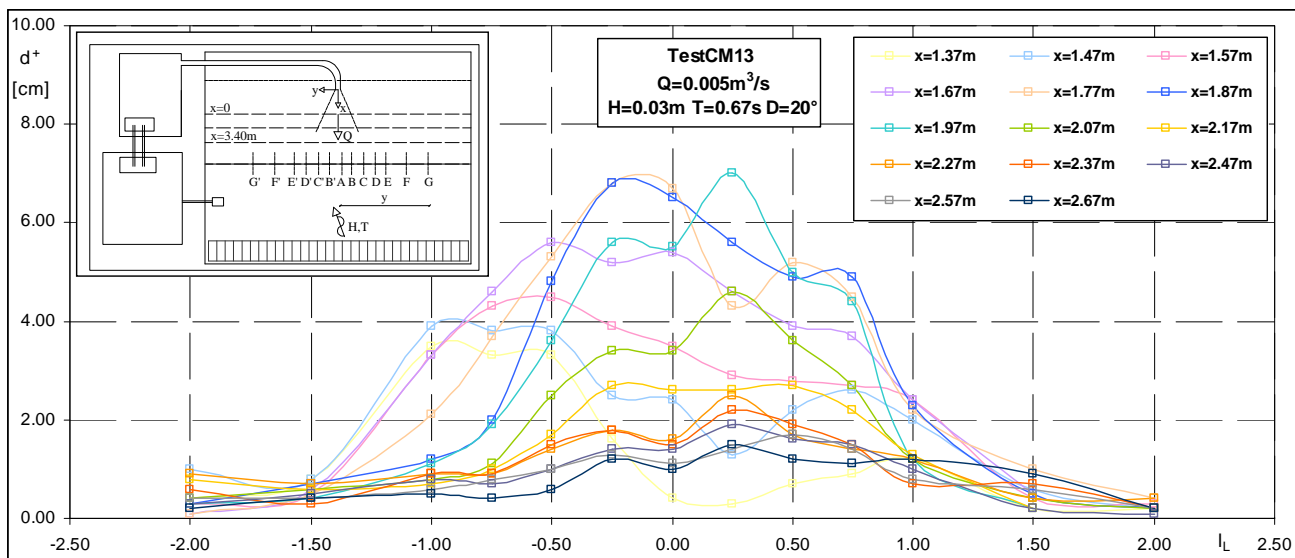


Figura IV.11. Valori del parametro δ^+ al variare di l_L (testCM13)

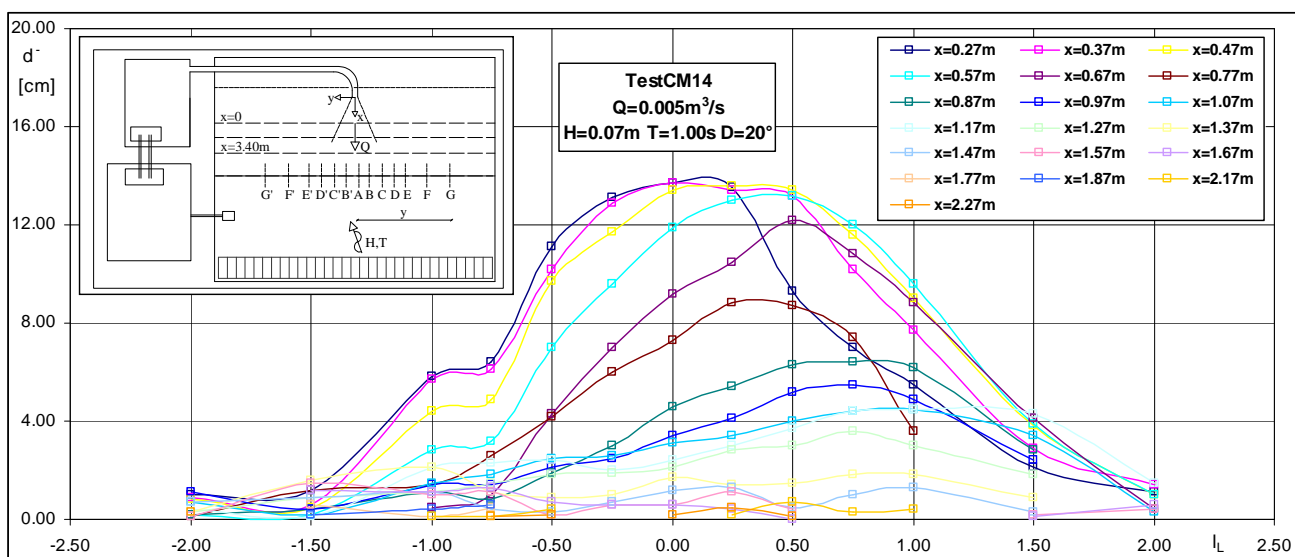


Figura IV.12. Valori del parametro δ^- al variare di l_L (testCM14)

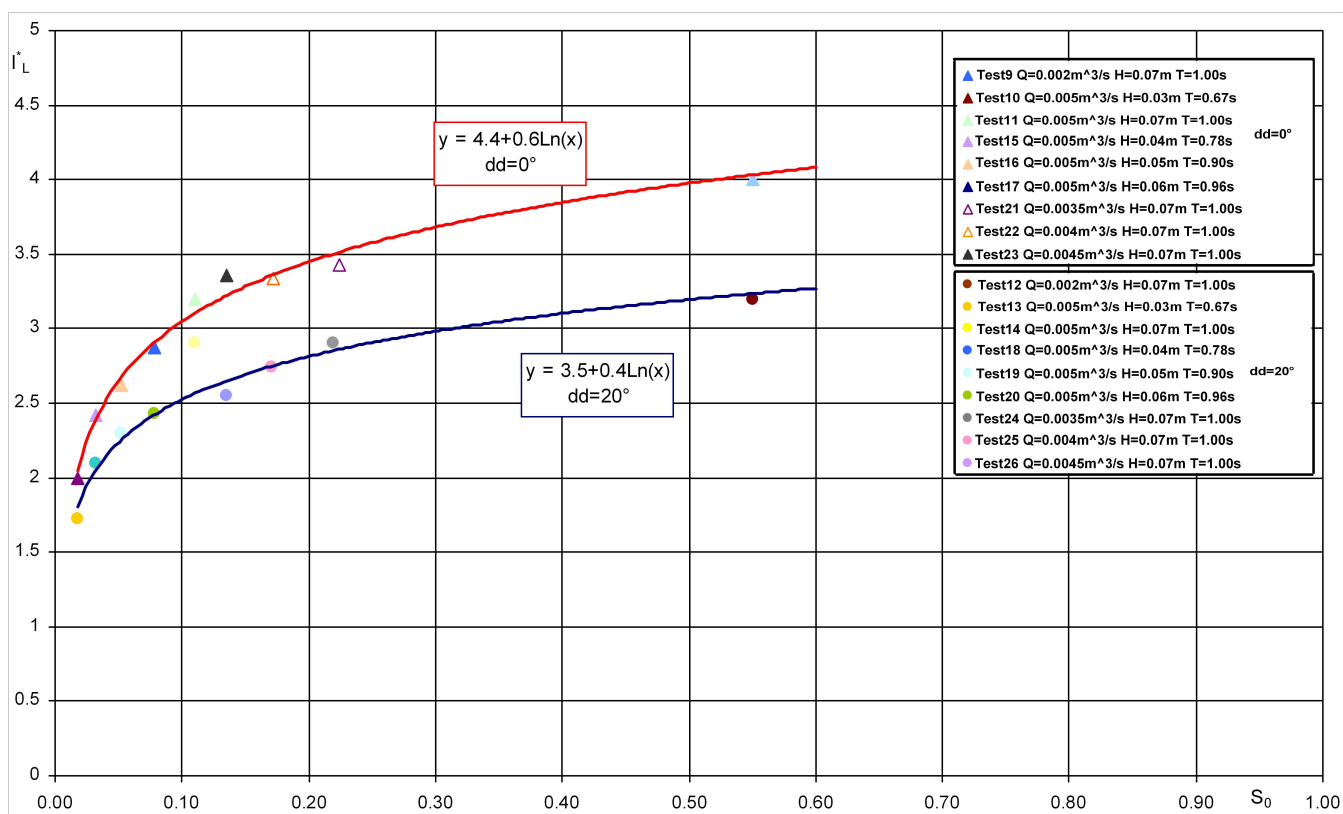


Figura IV.13. Valori del parametro l_L^* al variare di S_0

IV.3 BILANCIO DEI SEDIMENTI

Dall'analisi dei profili longitudinali e trasversali si evince che la presenza di una corrente in opposizione ad un moto ondoso determina, in prossimità di una foce, zone di escavazione caratterizzate da valori di profondità e di estensione anche molto elevati se confrontati con la larghezza b_0 del canale di scarico ed il tirante idrico h .

Tale risultato può essere evidenziato anche dall'analisi del bilancio dei sedimenti movimentati dall'azione combinata delle due forzanti all'interno della zona di misura. A tal fine sono stati valutati i volume accumulati W^+ e quelli erosi W^- per effetto della corrente e del moto ondoso, stimati rispetto alla *condizione di modellamento iniziale*. In Tabella IV.1 sono riportati per i tests 9÷14 i valori di W^+ , W^- e di $\Delta = W^+ - W^-$.

Tabella IV.1.

TESTS	W^+ (m ³)	W^- (m ³)	Δ (m ³)
CM9	0.0034	0.0200	-0.0166
CM10	0.0197	0.0258	-0.0061
CM11	0.0026	0.0480	-0.0454
CM12	0.0060	0.0300	-0.0240
CM13	0.0172	0.0209	-0.0037
CM14	0.0045	0.0374	-0.0329

Dai risultati ottenuti si nota che Δ assume sempre valori negativi, ciò significa che il fenomeno di interazione ha determinato zone di erosione più pronunciate rispetto a quelle di accumulo.

Nel caso di attacco ortogonale, il valore di Δ è più grande quando le forzanti sono di entità paragonabili (testCM11) ed è all'incirca uguale a zero quando la corrente predomina sul moto ondoso (testCM10).

Nel caso di attacco obliquo il bilancio dei sedimenti è ancora negativo, con valori di Δ più elevati nel caso di forzanti di eguale entità.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I processi morfologici costieri in prossimità di una foce fluviale dipendono fortemente dagli effetti indotti dall'azione combinata corrente-moto ondoso che si esplicano con la formazione di zone di erosione e di accumulo localizzate in prossimità della foce stessa.

Nel presente elaborato di tesi, lo studio di tale fenomeno è stato affrontato mediante un approccio di tipo sperimentale eseguito presso il laboratorio di Idraulica della Facoltà di Ingegneria della Seconda Università di Napoli.

L'impianto sperimentale utilizzato risulta essere composto da una vasca ondogenica con il fondo ricoperto da uno strato di materiale incoerente, da un sistema di generazione del moto ondoso e da un circuito idraulico per la simulazione dell'apparato di foce.

Le prove effettuate sono state eseguite sottoponendo il fondale incoerente alle seguenti condizioni:

- d. corrente in assenza di moto ondoso;
- e. moto ondoso in assenza di corrente;
- f. interazione corrente-moto ondoso.

Nel caso a) le portate immesse in vasca sono state fatte variare tra $Q=0.002\div 0.005\text{m}^3/\text{s}$.

Nel caso b) le onde simulate hanno altezze d'onda variabili tra $H=0.03\div 0.07\text{m}$ e periodi compresi tra $T=0.67\div 1.00\text{s}$, con angolo di incidenza $dd=0^\circ$ e $dd=20^\circ$.

L'interazione corrente-moto ondoso è stata simulata combinando opportunamente le onde e le portate prima indicate.

La morfologia del fondale prima di ciascuna prova è stata fissata sottoponendo il fondo a pendenza costante $i_0 = 0.05$ ad una successione di eventi caratterizzati da una portata $Q=0.002\text{m}^3/\text{s}$ e un moto ondoso $H=0.03\text{m}$ $T=0.67\text{s}$ $dd=0^\circ$ (*condizioni di modellamento iniziali*). In tal modo si è voluto schematizzare un assetto morfologico del fondale corrispondente a condizioni climatiche medie del paraggio.

I rilievi effettuati hanno riguardato gli spettri tridimensionali dell'energia del moto ondoso e i profili trasversali del fondo mobile in presenza della sola corrente, del solo moto ondoso e dell'interazione corrente-moto ondoso.

Relativamente allo studio dei profili trasversali, nell'ambito delle prove eseguite è risultato che:

- la presenza della corrente da sola determina zone di escavazione localizzate in prossimità della foce e zone di accumulo meno evidenti poste più a largo;
- la presenza del moto ondoso in assenza di corrente determina zone di escavazione meno pronunciate rispetto alla condizione precedente;
- l'interazione corrente-moto ondoso determina, in prossimità della foce, zone di escavazione molto più pronunciate rispetto ai casi precedenti e zone di accumulo apprezzabili solo nel caso in cui l'azione della corrente predomina su quella del moto ondoso.

Al fine di caratterizzare una zona di escavazione, sono stati introdotti due parametri δ_{\max}^- ed l_{\max}^- , che rappresentano rispettivamente la massima profondità dell'area di escavazione e la sua distanza dalla foce, lungo l'asse del getto.

Allo scopo di effettuare una interpretazione della dinamica dei risultati ottenuti i valori delle escavazioni sono stati confrontati con le spinte dinamiche (quantità di moto) della corrente S_Q e del moto ondoso S_H .

I parametri, δ_{\max}^- ed l_{\max}^- , sono stati correlati alla differenza $S = S_Q - S_H$ tra la spinta dovuta alla corrente e quella dovuta al moto ondoso.

Introducendo tali parametri si è osservato che nel caso a), al crescere di S il valore della massima profondità di escavazione δ_{\max}^- cresce fino a raggiungere un valore massimo che è risultato pari a circa 0.07m per $S \approx 7\text{N/m}$.

Nel caso b), i valori di δ_{\max}^- a parità del parametro S , risultano essere più piccoli, rispetto alla condizione precedente ma comunque crescenti al crescere di S_H fino a raggiungere un valore massimo che è risultato essere pari a circa 0.03m per $S \approx 4\text{N/m}$.

Con riferimento alla condizione di interazione corrente-moto ondoso, si ha invece che:

- per $S > 0$, i valori di δ_{\max}^- risultano incrementati rispetto al caso a) (corrente in assenza di moto ondoso), e crescenti al decrescere di S , sia per attacco ondoso ortogonale che obliquo. In particolare è risultato che nel caso in cui $S_Q \gg S_H$, la direzione di propagazione del moto ondoso non influenza l'entità della massima escavazione, risultando i valori δ_{\max}^- pressoché coincidenti. Al decrescere di S fino ad annullarsi, il valore di δ_{\max}^- , nel caso di attacco ondoso obliquo è superiore a quello ottenuto per attacco ortogonale;
- per $S < 0$, i valori di δ_{\max}^- , sia per $dd=0^\circ$ che per $dd=20^\circ$, sono più elevati rispetto al caso b) (moto ondoso in assenza di corrente) e crescenti al decrescere di S . In particolare i valori di δ_{\max}^- sono nel caso di attacco obliquo più elevati di quelli relativi all'attacco ortogonale.

La regressione tra i punti sperimentali corrispondenti alle singole coppie di valori di δ_{\max}^- ed S , per le diverse condizioni di prova esaminate, conduce alle seguenti espressioni empiriche:

$\delta_{\max}^- = 2.2 + 0.7S$	(caso a)	($S_H=0$)
$\delta_{\max}^- = 1.1 - 0.4S$	(caso b)	($S_Q=0$)
$\delta_{\max}^- = 11.2 - 0.9 \ln(S)$	(caso c)	($dd=0^\circ$ $S > 0$)
$\delta_{\max}^- = 12.7 - 1.4 \ln(S)$	(caso c)	($dd=20^\circ$ $S > 0$)
$\delta_{\max}^- = 8.3 - 2.5 \ln(S)$	(caso c)	($dd=0^\circ$ $S < 0$)
$\delta_{\max}^- = 10.7 - 2.2 \ln(S)$	(caso c)	($dd=20^\circ$ $S < 0$)

Nel caso a) (corrente in assenza di moto ondoso), la massima profondità di escavazione δ_{\max}^- si localizza ad una distanza dallo sbocco, l_{\max}^- , pari a circa 0.50m per $S \approx 2\text{N/m}$ e ad una distanza pari a circa 0.80m per $S \approx 7\text{N/m}$.

Nel caso b) (moto ondoso in assenza di corrente) per valori elevati della spinta $S \approx 4 \text{ N/m}$, δ_{\max}^- si localizza in prossimità dello sbocco ad l_{\max}^- pari a 0.50m e per $S \approx 0.50 \text{ N/m}$ ad una distanza pari a 0.80m.

Con riferimento alla condizione di interazione corrente-moto ondoso, si ha invece che:

- per $S > 0$, i valori di l_{\max}^- sono minori rispetto a quelli riscontrati nel caso di sola corrente. In particolare la localizzazione della massima profondità di escavazione l_{\max}^- non dipende dalla direzione di propagazione del moto ondoso, e assume valori pari a circa 0.60m per $S_Q \gg S_H$ e valori pari a circa 0.40m per S pari all'incirca a zero.
- per $S < 0$, la massima profondità di escavazione si localizza più vicino allo sbocco rispetto al caso di solo moto ondoso, con valori di l_{\max}^- crescenti al decrescere della spinta S fino a raggiungere un valore pari a circa 0.40m per $S = 0.40 \text{ N/m}$. Analogamente al caso $S > 0$ la direzione di propagazione del moto ondoso non influenza in modo significativo la localizzazione l_{\max}^- della massima profondità di escavazione.

La regressione tra i valori di l_{\max}^- al variare di S assume, per le diverse condizioni di prova esaminate, le seguenti espressioni:

$$l_{\max}^- = 37.3 + 5.4S \quad (\text{caso a}) \quad (S_H = 0)$$

$$l_{\max}^- = 78.2 + 9.5S \quad (\text{caso b}) \quad (S_Q = 0)$$

$$l_{\max}^- = 32.5 + 3.7S \quad (\text{caso c}) \quad (S > 0 \text{ } dd = 0^\circ \text{ e } dd = 20^\circ)$$

$$l_{\max}^- = 35.7 + 3.7S \quad (\text{caso c}) \quad (S < 0 \text{ } dd = 0^\circ \text{ e } dd = 20^\circ)$$

Allo scopo di caratterizzare la larghezza delle zone di escavazione è stata introdotto il parametro $l_L^* = l_{L25\%}$, che rappresenta il valore di $l_L = y/b_0$ dove la profondità di escavazione δ^- è pari al 25% del valore massimo δ_{\max}^- . Tale parametro è stato confrontato con il valore della spinta $S_0 = S_{H_0}/S_{Q_0}$; si è osservato che:

- i valori di l_L^* sono più elevati nei casi in cui la direzione di propagazione del moto ondoso è di tipo frontale ($dd=0^\circ$);
- nel caso di attacco ortogonale, per $S_0 \approx 0.50$ (ossia quando la spinta dovuta al moto ondoso S_{H_0} è pari a circa 0.50 volte quella della corrente S_{Q_0}), il valore l_L^* è pari a 4.00 (la larghezza della zona di escavazione y è cioè pari a 4 volte la larghezza b_o della foce). Al decrescere di S_0 fino ad un valore di S_{H_0} pari a circa 0.02 volte S_{Q_0} , i valori di l_L^* sono poi pari a 2.00;
- nel caso di attacco obliquo, i valori di l_L^* sono compresi tra circa 3.00 per $S_0 \approx 0.50$ e 1.70 per $S_0 \approx 0.02$;
- la regressione tra i punti sperimentali corrispondenti ai valori di l_L^* e S_0 , assume, per le diverse condizioni di prova esaminate, le seguenti espressioni:

$$l_{L^*} = 4.4 + 0.6 \ln(S_0) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=0^\circ)$$

$$l_{L^*} = 3.5 + 0.4 \ln(S_0) \quad (\text{caso c}) \quad (dd=20^\circ)$$

I risultati sperimentali ottenuti sono stati confermati anche attraverso un'analisi sul bilancio dei sedimenti movimentati dall'azione delle forzanti corrente e moto ondoso. I volumi erosi sono risultati di gran lunga maggiori rispetto a quelli accumulati, particolarmente nel caso in cui le forzanti sono di entità paragonabili, sia nel caso di attacco ortogonale che di attacco obliquo.

Una giustificazione fisica di carattere generale ai risultati sperimentali mostrati può essere trovata nella considerazione che la presenza della corrente determina un incremento dell'altezza d'onda, e quindi un aumento del contenuto energetico del moto ondoso in prossimità dello sbocco, favorendone così il frangimento e l'azione erosiva.

BIBLIOGRAFIA

Autorità di bacino del Fiume Tevere. Indagine sulla sedimentazione lineare nell'alveo del Fiume Tevere. – a cura di G. Rimedio, 1996.

Autorità di bacino del Fiume Tevere. Studio per la determinazione parametrica dell'erosione e del trasporto solido nel bacino del Tevere – a cura di S. Cavazza, 1997.

Ackers, P. e White, W. R.. Sediment transport: new approach and analysis. *Journal of Hydraulics Division*, 99, pp. 2041-2060, 1973.

Bagnold, R. A.. Mechanics of marine sedimentation. *The Sea-Ideas and Observation*, Wiley, New York, pp. 507-528, 1963.

Bailard, J. A. e Inman, D. L.. An energetics bedload model for plane sloping beach: local transport. *Journal of Geophysical Research*, 86 (C3), pp. 2035-2043, 1981.

Bayram, A., Larson, M., Miller, H. C. e Kraus, N. C.. Cross-shore distribution of longshore sediment transport: comparison between predictive formulas and field measurements. *Coastal Engineering*, 44, pp. 79-99, 2001.

Barrel, J.. Criteria for the recognition of ancient delta deposits. *Bull. Geol. Soc. Amer.*, Vol. 23, pp. 377-446, 1912.

Battjes, J. A. e Janssen, J. P. F. M.. Energy loss and set-up due to breaking of random waves. *Proc. 16th Coast. Engrg. Conf. ASCE*, pp. 569-587, New York 1978.

Beach, R. A. e Sternberg, R. W.. Infragravity driven suspended sediment trasport in the swash, inner and outer-surfzone. *Coastal Sediment '91. Am. Soc. Civ. Eng.*, pp. 114-128, 1991.

Benassai, E., Di Natale, M., Eysink, W. D. e Pastorino, R.. Coastal processes related to alternative outlets of torrent St. Agata on the ionian coast south of Reggio Calabria-Italy. *Proceedings of Sixth Symposium on Coastal and Ocean Management/ASCE*, Charleston, July 1989.

Biesel, F. e Suquet, F.. Laboratory Wave – Generating Apparatus. *St. Anthony Conference, American Society of Civil Engineers*, pp.105-118, 1954.

Bijker, E. W.. Some consideration about scales for coastal models with movable bed. *Delft Hydraulics Laboratory Publication 50*, Delft, The Netherlands, 1967.

Bijker, E. W.. Longshore transport computations. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, 97 (4), pp. 687-703, 1971.

Cencini, C. e Varani, L.. Degradation of coastal dunes System through Antropogenic Action. *Coastlines in Italy ASCE*, pp. 55-56, 1989.

Chiocci, F. L. e La Monica, G. B. Analisi sismografica della piattaforma continentale. *Il Mare del Lazio – Elementi di oceanografia fisica e chimica, biologia e geologia marina, clima meteomarinico, dinamica dei sedimenti e apporti continentali Regione Lazio*, Tip. Borgia. Roma, pp. 40-61, 1996.

Christensen, M.. Generation and Active Absorption of 2- and 3- dimensional Linear Water Waves in Physical Models. *Internal Report* , Aalborg University, n°11, 1995.

Christoffersen, J. B. e Jonsson, I. G.. Bed Friction and Dissipation in a Combined Current and Wave Motion. *Ocean Eng.*, 12 (5), pp. 387-423, 1985.

COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (CERC). Shore Protection Manual, *U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS*, 1984.

Di Natale, M. e Piccirillo, G.. Numerical simulation of bed – load sediment transport by longshore currents. *Ocean Wave Kinematics, Dynamics and Loads on Structures Proceedings of the Conference American Society of Civil Engineers*, Houston, Texas, pp. 446-453, 1998.

Di Natale, M., Pasanisi, F. e Piccirillo, G.. Coastal morphology processes near a river mouth. *Proceedings an International Conference “New Trends in Water and Enviromental Engineering for Safety and Life”*, Capri, Italy, pp. 1-12, 2000.

Ebersole, B. A. e Hughes, S. A.. DUCK85 photopole experiment. *Miscellaneous Paper CERC-87-18 Coastal Engineering Research Center,US Army Engineer Waterways Experiment Station*, Vicksburg, MS, 1989.

Engelund, F. e Hansen, E.. A Monograph On Sediment Transport in Alluvial Stream. *Teknisk Forlag*, Copenhagen,Denmark, 1967.

Gilbert, G. K.. The topographic features of lake shore. *Goel. Surv. 5th Ann. Rep.*, U.S., pp. 104-108, 1885.

Grant, W. D. e Madsen, O. S.. Combined wave and current interaction with a rough bottom. *Journal of Geophysical Research*, 84 (C4), pp. 1797-1808, 1979.

Hammond, T. M. e Collins, M. B.. On the threshold of transport of sand-sized sediments under the combined influence of unidirectional and oscillatory flow. *Sedimentology*, 26, pp. 795-812, 1979.

Hardisty, J., Collier, J. e Hamilton, D.. A calibration of the Bagnold beach equation. *Mar. Geol.*, 61, pp. 95-101, 1984.

Hughes, M. J., Masselink, G. e Brander, R. W.. Flow velocity and sediment transport in the swash zone of a steep beach. *Marine Geology*, 138, pp. 91-103, 1997.

Innocenti e Pranzini. Geomorphological evolution and sedimentology of Ombrone River delta. *Journal of coastal Res.*, pp. 481-493, 1993.

Jago, C. F. e Hardisty, J.. Sedimentology and morphodynamics af a macrotidal beach, Pendine Sands, SW Wales. *Hydrodynamics and Sedimentation in Wave-Dominated Coastal Environments. Mar. Geol.*, 60, pp. 123-154, 1984.

Kamphuis, J. W.. Alongshore Sediment Transport. *SJ. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng. ASCE*, Vol. 117, pp. 624-640, 1991.

Kirk, R. M.. Instruments for investigating shore and nearshore processes. *N. Z. J. Mar. Freshwater Res.*, 5, pp. 358-375, 1971.

Komar. Computer modelsof delta growth due to sediment input from river and longshore transport. *Geol. Soc. Am. Bull.* Vol. 84 pp. 2217-2226, 1973.

Komen, G. J., Hasselmann, S. e Hasselmann, K.. On the existence of a fully developed wind-sea spectrum. *J. Phys. Oceanogr.*, 14, pp. 1271-1285, 1984.

Komen, G. J., Cavalieri, L., Donelan, M., Hasselmann, K., Hasselmann, S. e Janssen, J. P. F. M .. Dynamics and modelling of ocean waves. Cambridge, pp.300, 1994.

Kraus, N. C., Gingerich, K. J., e Rosati, J. D.. DUCK85 surf zone sand trasport experiment. *Technical Report CERC-89-5 Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS*, 1989.

Longuet-Higgins, M. S.. Longshore currents generated by obliquely incident waves, *Journal of Geophysycal Research*, Vol. 75., no 33, pp. 6778-6801, 1970.

Madsen, O. S. e Grant, W. D.. Sediment Transport in the Coastal Enviroment. *Report No.209 Ralph M.Parsons Laboratory for Water Resources and Hydroydynamic* , Department of Civil Engineering, M.I.T., 105 pp, 1976.

Masselink, G e Hughes, M. J.. Application of an energetics-based model to sediment transport in the swash zone: A field study. *Continent. Shelf Res.*, 1996.

Mikhailov, M.. Hydrology and formation of river-mouth bars. *Proc. Humid tropic research, Unesco.*, pp. 59-64, 1966.

Miller, H. C.. Field measurement of longshore sediment transport during storms. *Coastal Engineering*, 36, pp. 301-321, 1999.

Oomkens, E.. Lithofacies relations in the Late Quaternary Niger Delta complex. *Sedimentology*, Vol. 21 pp. 195-222, 1974.

Po-AcquaAgricolturAmbiente. L'alveo e il delta. *Il Mulino*, Bologna, Vol. 2, 1990

Ponzi, G. Il Tevere ed il suo delta. *Rivista Marittima*, Roma, 1876.

Pulci Doria, G.. Metodologie Moderne di Misure Idrauliche e Idrodinamiche. *CUEN*, 1992.

Regione Lazio. Piano preliminare di coordinamento dei Porti della Regione Lazio, 1985.

Reniers, A. J. H. M. e Battjes, J. A.. A laboratory study of longshore currents over barred and non-barred beaches. *Coastal Engineering*, 30, pp. 1-22, 1997.

Resio, D. T.. Shallow-water waves; I: Theory. *J. Wtrway., Port, Coast., and Oc. Engrg.*, 113(3), pp. 264-281, 1987.

Ricci Lucchi. Sedimentologia , Parte III. *Clueb.*, 1980.

Rosati, J. D., Gingerich, K. J., e Kraus, N. C.. SUPERDUCK surf zone sand trasport experiment. *Technical Report CERC-90-10 Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS*, 1990.

S.A.P.P.R.O.. Piano di bacino del fiume Tevere finalizzato all'utilizzazione delle risorse idriche. Relazione Generale .Roma, 1991

Schiffman, A.. Energy measurements in the swash-surf zone. *Limnol. Oceanogr.*, 10, pp. 255-260, 1965.

Seabergh, W. C., Curtis, W. R., Thomas, L. J., Hathaway, K. K.. Physical Model Study of Waves Diffraction-Refraction at an Idealized Inlet. *Coastal Inlet Research Program, US Army Corps of Engineers*, Technical Report, 2001.

Seabergh, W. C., King, Jr D. B., Stephens, B. E.. Tidal Inlet Equilibrium Area Experiment, Inlet Labolatori Investigation. *Coastal Inlet Research Program, US Army Corps of Engineers*, Technical Report, 2002.

Skafel, M. G.. Laboratory measurement of nearshore velocities and erosion of cohesive sediment (till) shorelines. *Coastal Engineering*, 24, pp. 343-349, 1995.

Smith, M. J., Seabergh, W. C., Harkins, G. S., Briggs, M. J.. Wave Breaking on a Current at an Idealized Inlet; Coastal Inlets Research Program, Inlet Laboratory Investigation. *Coastal Inlet Research Program, US Army Corps of Engineers*, Technical Report, 2002.

Swart, D. H.. Predictive equations regarding coastal transport. *15th International Conf. On Coastal Eng.*, Honolulu, Hawaii, Vol.2, pp. 1113-1132, 1976.

Tomlinson, B. N.. Erosion studies of mixed sand beds under the combined action of waves and currents. *Unpublished Ph. D. thesis*, University of Southampton, 267 pp, 1993.

Van Rijn, L. C.. Sediment transport: Part I: Bed load transport; Part II: Suspended load transport; Part III: Bed forms and alluvial roughness. *Journal of Hydraulics Division*, 110 (10), pp. 1431-1456, 1984.

Vincent, G. E.. Contribution to the study of sediment transport on a orizzontal bed due to wave action. *Proc. 6th Int. Conf. on Coastal Eng. ASCE* , pp.326-354, 1958.

Voulagaris, G., Wallbridge, S., Tomlinson, B. N. e Collins, M., B.. Laboratory investigation into wave period effects on sand bed erodibility, under the combined action of waves and current. *Coastal Engineering*, 26, pp. 117-134, 1995.

Watanabe, A.. Total rate and distribution of longshore sand transport. *Proceedings of the 23th Coastal Engineering Conference*, pp. 2528-2541, 1992.

Wilson, K. C.. Analysis of bed-load motion at high shear stress. *J. Hydr. Eng.*, 113, pp. 97-103, 1987.

Wolf, J. e Prandle, D.. Some observations of wave-current interaction. *Coastal Engineering*, 37, pp. 471-485, 1999.